ISSN　1346－7328
国総研資料　第 1046 号
共同研究報告書　第 498 号
平成　30　年　7 月

国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書
土木研究所 共同研究報告書

Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No.1046
and
Cooperative Research Report of Public Works Research Institute, No.498
July 2018

プレストレストコンクリート橋における
初期変状の影響評価と対策に関する
共同研究報告書（その 2）

Research on Early-year Distress in Prestressed Concrete Bridges and its Countermeasures (Part 2)

国土交通省 国土技術政策総合研究所
国 立 研 究 開 発 法 人　土 木 研 究 所
(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会

National Institute for Land and Infrastructure Management
Public Works Research Institute
Japan Prestressed Concrete Contractors Association

国土技術政策総合研究所資料
第 1046 号
土木研究所共同研究報告書
第 498 号
2018 年 7 月

プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その 2）

国土交通省 国土技術政策総合研究所
国立研究開発法人 土木研究所
（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会

概要

本研究は、PC 橋の耐久性、品質向上を目指し、初期変状防止に向けた設計・施工法を提案することを目的としている。

平成 27～28 年度は、代表的な初期変状に対して構造寸法、外気温度等の環境条件、コンクリートの配合、養生方法等の違いが、初期変状の発生に与える影響の大きさについての検討、施工時の挙動と設計での前提条件との乖離を検証するための施工時挙動計測と再現解析を行った。また、その結果を基に、初期変状を抑制するための防止対策についての提案を行った。

キーワード：PC 橋、初期変状、ひび割れ、防止対策

Technical Note of NILIM
No.1046
Cooperative Research Report of PWRI
No.498
July 2018

Research on Early-year Distress in Prestressed Concrete Bridges and its Countermeasures (Part 2)

National Institute for Land and Infrastructure Management
Public Works Research Institute
Japan Prestressed Concrete Contractors Association

Synopsis

The goal of this project is to propose a design methodology and construction quality improvements to prevent early-year distress in prestressed concrete bridges.

In the years of 2015 to 2016, for typical early-year distress, analyzed the influence of differences such as structural dimensions, environmental condition, concrete blending and curing condition on occurrence of early-year distress. In addition, on-site real-time measurements during construction and reproduction analisis were conducted to verify the divergence between the behavior during construction and precondition in the design.

Based on such results, the present report proposed countermeasures to prevent early-year distress.

Key Words : prestressed concrete bridge, early-year distress , crack, prevention countermeasures

共同研究参加機関および担当者名簿

（平成 30 年 7 月現在　順不同）

（国研）土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ 橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ

上席研究員	石田　雅博	
主任研究員	和田　圭仙	（～平成 27 年 6 月　）
研究員	藤井　雄介	（　平成 27 年 7 月～）
交流研究員	高瀬　弘	（　平成 29 年 4 月～）
交流研究員	林　克弘	（～平成 29 年 3 月　）
交流研究員	塩井　健太	（　平成 29 年 4 月～）
交流研究員	栗原　勇樹	（～平成 29 年 3 月　）
交流研究員	石井　豪	（～平成 27 年 3 月　）

国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 橋梁研究室

室長	白戸　真大	
室長	玉越　隆史	（～平成 28 年 7 月　）
室長	星隈　順一	（～平成 29 年 3 月　）
研究官	河野　晴彦	（　平成 29 年 4 月～）
交流研究員	狩野　武	（～平成 27 年 3 月　）
交流研究員	正木　守	（～平成 29 年 3 月　）
交流研究員	横田　剛	（　平成 29 年 4 月～）

(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会　技術部会

諸橋　明	
中山　良直	
左東　有次	
中村　定明	
安藤　健	
矢野　一正	
三本　竜彦	
佐藤　徹	
岡本　修一	
村井　弘恭	
小野塚豊昭	
河村　直彦	
月東　宏之	（～平成 27 年 5 月　）
秋月　敏政	（～平成 27 年 5 月　）
吉川　卓	（～平成 25 年 3 月　）
西垣　義彦	（～平成 26 年 3 月　）
齋藤　幸治	（　平成 26 年 4 月～）
鈴木　雅博	（　平成 27 年 6 月～）
青木　治子	（　平成 27 年 6 月～）

まえがき

近年の橋梁定期点検結果等によると、供用年数が比較的新しいプレストレストコンクリート橋（以下「PC 橋」という。）において、ひび割れや変形などの変状が報告されている。その中には、設計で想定した耐久性能の実現について懸念される事例も散見される。こうした PC 橋の変状は、設計や使用材料、施工時荷重や温度などの施工条件、施工技量の影響などの複数の好ましくない条件が重なり、これらの要因が複合的に作用した結果として生じたものと考えられる。PC 橋に生じる変状は、複数の要因が複雑に関連して生じるものであり、その要因特定は困難である。また、コンクリートには、セメントによる水和反応により生じる乾燥収縮が必然的に生じることから、乾燥収縮に起因するひび割れを全く無くすことは不可能に近い。しかしながら、ひび割れ等の変状は、可能なかぎり無くすことが望ましいことは言うまでもない。そのため、コンクリート橋のひび割れ等の変状は、これまでも課題が認識されるたびに、設計基準等の充実が図られ、変状を抑制するための努力が行われてきた。今後も、より高品質の PC 橋を構築していくためには、供用年数が比較的新しい PC 橋の変状に対しても発生の抑制に努めていく必要がある。

このような背景のもと、供用後 2 年以内に行われる定期点検（初回点検）までの間に生じる PC 橋の変状を「初期変状」と定義し、主要な発生原因の特定及び変状発生リスクを低減させるための対策の確立を目的として、国立研究開発法人土木研究所、国土交通省国土技術政策総合研究所、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会の 3 者で共同研究を実施した。

平成 25 年度～平成 26 年度の成果を取りまとめた報告書（その１）では、PC 橋の初回点検結果を対象に集計的分析を行い、初期変状として比較的多く発生しているひび割れパターンを抽出した。さらに抽出したひび割れに対する対策等についての技術の変遷を調査し、初期変状発生リスクを合理的に低減するための検討の方向性について整理した。

本報告書は、平成 27 年度～平成 28 年度の成果として、報告書（その１）で抽出したひび割れパターンに対して、実橋における施工時計測、施工時の再現解析、また想定される複数の要因の影響度評価のためのパラメータ解析を実施し、初期変状発生リスクを低減するために有用と考えられる留意点や対策について提案した。

目　次

1 章 研究概要

1.1 研究の背景と目的 1
1.2 研究の流れと体制 2
1.2.1 研究の流れ 2
1.2.2 研究体制 4
1.3 用語の定義 5
1.4 報告書の構成 5

2 章 PC 橋における初期変状の実態

2.1 整理概要 7
2.2 初期変状抑制に関する技術基準の変遷 8
2.3 PC 橋における初期変状の実態分析 25
2.3.1 全点検結果と初回点検結果の比較 26
2.3.2 初回点検データの分析 27
2.4 まとめ（初期変状要因の推定） 41

3 章 初期変状として多いひび割れの要因と対策に関する検討

3.1 検討概要（対象とする初期変状） 43
3.2 主桁下面の橋軸方向ひび割れ 45
3.2.1 文献調査 47
3.2.2 初回点検結果に基づく腹圧力の影響分析 52
3.2.3 構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間など）による腹圧力の影響分析 70
3.2.4 ひび割れの発生を抑制する対策案 81
3.3 実橋における施工時挙動計測と再現解析 83
3.3.1 実橋における施工時挙動計測 83
3.3.2 施工時の架設手順及び温度状態を考慮した再現解析 94
3.3.3 ひび割れ発生を抑制する対策案 121
3.4 PC 箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ 138
3.4.1 検討目的 138
3.4.2 検討概要 139
3.4.3 温度応力解析 141

3.4.4 解析結果の分析 144
3.4.5 鉄筋によるひび割れ対策案 150
3.4.6 ひび割れ要因及び対策に関する留意点 160
3.4.7 ひび割れの発生を低減する対策案 164
3.5 分割施工における新旧打継目のひび割れ 167
3.5.1 検討目的 167
3.5.2 検討概要 167
3.5.3 解析条件 169
3.5.4 基本ケースの解析 172
3.5.5 パラメータ解析 176
3.5.6 温度解析に関する留意事項 186
3.5.7 鉄筋によるひび割れ対策案 188
3.5.8 配合等によるひび割れ対策案 192
3.6 桁端部に発生するＰＣ鋼材定着部付近のひび割れ 195
3.6.1 検討目的 195
3.6.2 検討概要 196
3.6.3 ひび割れ発生要因の分析 197
3.6.4 ひび割れの発生を低減する対策案 204
3.7 支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れ 213
3.7.1 検討目的 213
3.7.2 検討概要 216
3.7.3 ひび割れ発生要因の分析 218
3.8 まとめ（初期変状の発生要因） 226

4章 まとめ（初期変状抑制のための対策） 228

参 考 資 料

1. 初回点検橋梁の詳細分析（腹圧力の影響）..... 参- 3
2. パラメータ解析データ（ＰＣ箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ）.. 参- 49
3. パラメータ解析データ（分割施工における新旧打継目のひび割れ）..... 参-117
4. 実橋における施工時挙動の再現解析データ..... 参-203

1 章　研究概要

1.1 研究の背景と目的

PC 橋は、プレストレスを導入することでコンクリートに発生する応力を、ある許容応力度以下に抑えるとともに、断面内に発生する引張応力に対して、鉄筋のみで負担できるだけの鉄筋を引張領域に配置することにより、ひび割れの発生の有無によらず、全断面を有効断面と仮定できる状態を作り出し、設計荷重に対してこの抵抗機構を確保することで、頻繁に生じる荷重に対して耐荷力を確保する設計が実施されてきた。PC 橋の設計計算において、全断面有効と仮定して設計が実施されてきたのは、ひび割れが発生しないことを想定しているのではなく、ひび割れ深さを制御すれば、全断面有効と仮定して設計計算を行った場合と、ひび割れを考慮して設計計算を行った場合の設計計算結果が、ほぼ同等とみなせることから、設計計算上の簡便さについて考慮された結果である[1)]。したがって、PC 橋においてもひび割れは発生するものであるが、当然ながら、そのひび割れの程度は、設計計算上の全断面有効の仮定が成立する程度のものでなければならない。その意味では、鉄筋コンクリート構造に比べて、PC 構造は、発生するひび割れの程度が厳しく制御されていることになるため、耐久性能の信頼性という点においては有利であると考えられる。

しかし、近年の橋梁定期点検結果等の分析を行った研究[2)]によると、供用年数が比較的新しいＰＣ橋においても、ひび割れや変形などの変状が報告されている。その中には、設計で想定した耐荷性能及び耐久性能の前提条件の実現について懸念される事例も散見される。こうした PC 橋の初期の変状は、設計や施工上の配慮が不足していなかったとすると、いくつかの好ましくない条件が重なり、複合的に作用した結果として生じたものと考えられる。このような複数の要因が複雑に関連して生じた変状の場合、その要因を一つに特定することは困難である。一方で、コンクリート橋のひび割れ等の変状については、これまでも課題が認識された都度、設計基準等の充実が図られ、変状を抑制するための努力が行われてきた。今後も、より高品質の PC 橋を構築していくためには、コンクリートにひび割れが生じることは宿命であることを理解しつつも、定期点検データの分析により抽出された供用後初期段階の PC 橋の変状に対して、抑制に努めていく必要がある。

高度経済成長期に集中的に整備されてきた道路構造物の老朽化に対して効率的な維持管理を実施していく必要があることから、平成 16 年には、橋梁定期点検要領（案）[3)]が定められ、近接目視による供用後 2 年以内での初回点検及びそれ以降 5 年毎の定期点検の実施が原則となった。これにより、専門技術者による橋梁の機能状態の診断以外に損傷状況の事実関係が記録されることとなり、同じ評価基準に基づく客観的かつ均質なデータの蓄積体制が構築された。橋梁定期点検要領（案）[3)]の運用実施から 8 年が経過し（研究開始時点）、初回点検結果のデータも蓄積されてきている。これまで、PC 橋の初期変状についての課題認識については、経験による部分も多かったが、初回点検結果を対象に分析を行うことで、データを基にした課題把握を可能とする状況も整ってきた。

そこで供用開始後 2 年以内に行われる定期点検（初回点検）までの間に生じる PC 橋のひび割れやたわみ等の変状を「初期変状」と定義し、初期変状の主要因の特定と変状発

生リスクを低減させる対策の確立を目的として、国立研究開発法人土木研究所、国土交通省国土技術政策総合研究所、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会の 3 者で共同研究を実施した。本共同研究は、定期点検結果など初期変状事例の収集整理、設計及び施工の技術変遷調査、既往の初期変状防止対策事例の収集整理、実橋における施工時計測による検証を行い課題把握を行うとともに、初期変状として多いひび割れパターンについて実橋の施工時再現解析や想定される複数の要因の影響度把握のためパラメータ解析等を実施し、初期変状の抑制対策の検討を行ったものである。

1.2 研究の流れと体制

1.2.1 研究の流れ

本共同研究は、平成 25 年度～平成 28 年度の 4 ヶ年で計画された。

平成 25 年度～平成 26 年度の成果を取りまとめた報告書（その１）[4)]では、プレストレストコンクリート橋の初回点検結果を対象に集計的分析を行い、初期変状として比較的多く発生しているひび割れパターンを抽出した。さらに抽出したひび割れに対する対策等についての技術の変遷を調査し、初期変状発生リスクを合理的に低減するための検討の方向性について整理した。

本報告書は、平成 27 年度～平成 28 年度の成果として、報告書（その１）[4)]で抽出したひび割れパターンに対して、実橋における施工時計測、施工時の再現解析、また想定される複数の要因の影響度評価のためのパラメータ解析を実施し、初期変状発生リスクを低減するために有用と考えられる留意点や対策について提案した。

本共同研究の流れは以下のとおりである（**表-1.2.1** 参照）。

■　研究の流れ

（1）　初期変状事例の収集整理
（2）　初期変状の分析（要因分類、点検結果の分析等）
（3）　初期変状の検証（実施工計測等）
（4）　既往の初期変状防止対策の事例収集
（5）　初期変状抑制対策の対象項目の検討（文献調査、他基準動向等）
（6）　変状抑制のための対策案や留意事項の検討（パラメータ解析、再現解析等）

表-1.2.1　研究の全体計画

研究細目	研究分担			研究工程			
	土　研	国総研	PC 建協	平成 25 年度	平成 26 年度	平成 27 年度	平成 28 年度
初期変状事例の収集整理	○	◎	○	←→			
初期変状の分析 （要因分類、点検結果の分析等）	○	○	◎	←—	——	—→	
初期変状の検証 （実施工計測）	◎	○	◎	←—	——	—→	
既往の初期変状防止対策の事例収集	○	○	◎	←→			
初期変状抑制対策の対象項目の検討 （文献調査、他基準動向等）	◎	○	○	←—	——	—→	
変状抑制のための対策案や留意事項の検討（パラメータ解析、再現解析等）	○	○	◎		←—	——	—→

※太枠（平成 27～28 年度）が、本報告書（その 2）の対象範囲

1.2.2 研究体制

本共同研究の研究体制を**表-1.2.2**に示す。

表-1.2.2　共同研究体制

所　属　名	氏　名	役　職　名
国立研究開発法人	石田　雅博	橋梁構造研究グループ　上席研究員
土木研究所構造物	和田　圭仙	橋梁構造研究グループ　主任研究員（～平成 27 年 6 月）
ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ	藤井　雄介	橋梁構造研究グループ　　研究員（平成 27 年 7 月～）
	林　　克弘	橋梁構造研究グループ　交流研究員（～平成 29 年 3 月）
	高瀬　弘	橋梁構造研究グループ　交流研究員（平成 29 年 4 月～）
	栗原　勇樹	基礎材料チーム　　交流研究員（～平成 29 年 3 月）
	石井　豪	基礎材料チーム　　交流研究員（～平成 27 年 3 月）
	塩井　健太	基礎材料チーム　　交流研究員（平成 29 年 4 月～）
国土技術	玉越　隆史	道路構造物研究部　橋梁研究室　室長（～平成 28 年 7 月）
政策総合研究所	星隈　順一	道路構造物研究部　橋梁研究室　室長（～平成 29 年 3 月）
	白戸　真大	道路構造物研究部　橋梁研究室　室長
	河野　晴彦	道路構造物研究部　橋梁研究室　研究官（～平成 29 年 3 月）
	正木　守	道路構造物研究部　橋梁研究室　交流研究員（～平成 29 年 3 月）
	狩野　武	道路構造物研究部　橋梁研究室　交流研究員（～平成 27 年 3 月）
	横田　剛	道路構造物研究部　橋梁研究室　交流研究員（平成 29 年 4 月～）
一般社団法人	諸橋　明	協会　技術部会
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ	中山　良直	協会　技術部会
建設業協会	左東　有次	協会　技術部会
	中村　定明	協会　技術部会
	安藤　健	協会　技術部会
	矢野　一正	協会　技術部会
	三本　竜彦	協会　技術部会
	佐藤　徹	協会　技術部会
	岡本　修一	協会　技術部会
	村井　弘恭	協会　技術部会
	小野塚豊昭	協会　技術部会
	河村　直彦	協会　技術部会
	月東　宏之	協会　技術部会（～平成 27 年 5 月）
	秋月　敏政	協会　技術部会（～平成 27 年 5 月）
	吉川　卓	協会　技術部会（～平成 25 年 3 月）
	西垣　義彦	協会　技術部会（～平成 26 年 3 月）
	齋藤　幸治	協会　技術部会（平成 26 年 4 月～）
	鈴木　雅博	協会　技術部会（平成 27 年 6 月～）
	青木　治子	協会　技術部会（平成 27 年 6 月～）

1.3 用語の定義

1）初期変状　供用開始後 2 年以内に行われる定期点検（初回点検）までの間に生じる PC 橋のひび割れやたわみ等の変状の総称であり、ジャンカやコールドジョイントなどの初期欠陥、並びに地震や衝突等による損傷を除いたものをいう。

1.4 報告書の構成

本報告書の構成は、以下のとおりである。

1 章　研究概要
2 章　PC 橋における初期変状の実態
3 章　初期変状として多いひび割れの要因と対策に関する検討
4 章　まとめ（初期変状抑制のための対策）

参考資料

1. 初回点検橋梁の詳細分析(腹圧力の影響)
2. パラメータ解析データ（ＰＣ箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ）
3. パラメータ解析データ（分割施工における新旧打継目のひび割れ）
4. 実橋における施工時挙動の再現解析データ

「**１章　研究概要**」には、研究の背景と目的や研究体制について記述している。

「**２章　ＰＣ橋における初期変状の実態**」では、定期点検結果の分析等から明らかとなった初期変状の実態とその主要因の推定について主に記述している。なお、定期点検結果の分析の詳しい内容については、平成 25 年度～平成 26 年度の研究内容について、とりまとめられた報告書（その 1）[4)]にも記載されている。

「**３章　初期変状として多いひび割れの要因と対策に関する検討**」は、2 章において推定されたひび割れ要因を踏まえて、定期点検結果の分析により明らかとなった初期変状として多い変状パターンに対して、その変状を抑制するための方策の検討について記述している。

「**４章　まとめ（初期変状抑制のための対策）**」では、平成 25 年度～平成 28 年度の 4 ヶ年で実施した本共同研究の検討結果のまとめを示すとともに、初期変状の発生リスクを低減するために有用と考えられる留意点や対策について記述している。

【１章の参考文献】

1）設計施工指針の改訂と PC 橋の現況（最近におけるプレストレストコンクリート）, 猪股俊司, 公益社団法人　土木学会, 1961

2）全国規模の点検データに基づく道路橋のコンクリート部材の劣化の特徴, 玉越隆史, 横井芳輝, 石尾真理, コンクリート工学論文集 第 25 巻, pp167-180, 2014

3）橋梁定期点検要領（案）, 国土交通省, 2004

4）国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 第 910 号, 土木研究所 共同研究報告書 第468 号, プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その１）, 2016

２章　ＰＣ橋における初期変状の実態

2.1 整理概要

本章では、本共同研究において平成 25～26 年度に行った調査や点検結果の分析による検討から得られた知見について整理を行う。

平成 25～26 年度では、PC 橋の初期変状抑制に関わる技術基準変遷や既往の初期変状抑制対策の調査、定期点検データの分析等を実施し、初期変状抑制にあたっての検討の方向性についての整理を実施している。なお、これら前述した本共同研究の過年度検討内容の詳細は、報告書（その 1）[1] にまとめられている。

以下に､本章に記述している本共同研究の過年度検討内容についての整理概要を示す。

1）2.2「**初期変状抑制に関する技術基準の変遷**」では、これまで行われてきた初期変状抑制対策について整理を実施している。ここでは、時代の変化とともに課題が認識される都度、変状抑制に向けて追加あるいは見直しがなされ、現在に至っている設計及び施工における初期変状抑制に関わる技術基準の変遷についての調査結果を示している。

2）2.3「**PC 橋における初期変状の実態分析**」では、各地方整備局において平成 20～24 年度に実施された橋梁定期点検データの分析結果を整理している。ここでは、橋梁定期点検のうち、供用後 2 年以内に実施される初回点検で記録された変状を 31 種類に分類するとともに、調査結果から考えられる変状の要因について考察を行っている。

3）2.4「**まとめ（初期変状要因の推定）**」では、上記 1）及び 2）の検討により得られた知見から、初期変状発生リスクを高める要因として疑われる項目について整理を行い、初期変状発生リスクを合理的に低減するための検討の方向性についてまとめている。

2.2 初期変状抑制に関する技術基準の変遷

わが国において、PC 橋が初めて施工された 1950 年頃から現在に至るまで、PC 橋は構造形式の多様化や使用材料の変化など、さまざまな技術の発展や進歩がなされてきた。それとともに、PC 橋の初期変状抑制を目的とした対策についても、課題が認識される都度、新たな知見を反映し技術基準を改定したり、施工方法の改善や施工管理の強化をするなどにより対策がとられてきている。

ここでは、今後の更なる初期変状抑制対策の方向性について検討する上で、現状の初期変状抑制対策について把握するため、技術基準（道路橋示方書）における現在に至るまでの PC 橋の初期変状抑制対策に関わる技術変遷を整理している。技術変遷の調査項目は、報告書（その１）[1)] において示されている、PC 橋の変状の直接的要因と間接的要因の中から、初期変状に関わりが深い要因と想定される**表-2.2.1** に示す項目である。**表-2.2.2** に技術基準（道路橋示方書）における代表的な初期変状抑制対策の変遷を示す。なお、**表-2.2.1** に示す項目毎の詳細な変遷については、**表-2.2.3** に「設計の変遷」、**表-2.2.4** に「施工の変遷」と区分して整理結果を示している。**表-2.2.3** や**表-2.2.4** では，技術基準ではないが設計時に参考とされる関係学協会や団体（土木学会、プレストレスト・コンクリート建設業協会、高速道路会社など）の設計マニュアルや要領の記載内容の変遷も含めた調査結果を示している。

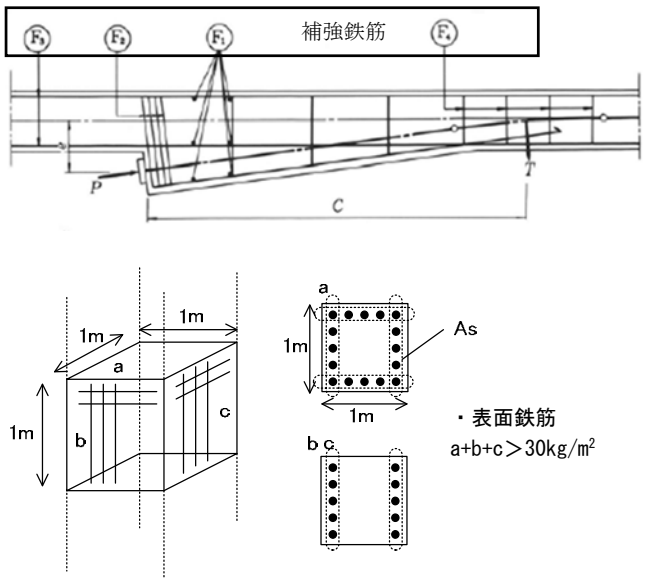
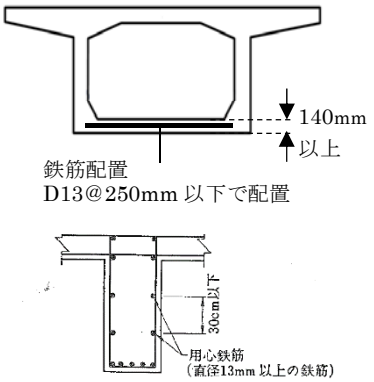
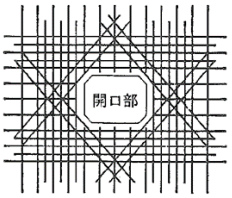
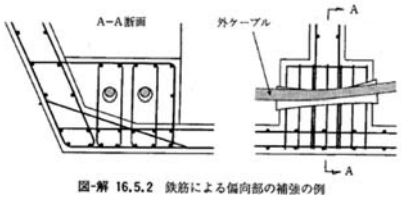
表-2.2.1　技術変遷の調査項目

大項目	項目	整理番号
設計の変遷	基準の改定	【設計-Ⅰ】
	腹圧の設計	【設計-Ⅱ】
	定着突起の設計	【設計-Ⅲ】
	水和熱の温度応力	【設計-Ⅳ】
	定着部の支圧応力	【設計-Ⅴ】
	乾燥収縮	【設計-Ⅵ】
施工の変遷	支保工	【施工-Ⅰ】
	型枠	【施工-Ⅱ】
	コンクリート打設	【施工-Ⅲ】
	養生	【施工-Ⅳ】
	目地部	【施工-Ⅴ】
	グラウト	【施工-Ⅵ】

直轄国道を対象とした橋梁の点検は、昭和 63 年に橋梁点検要領（案）が策定され、初めて全国的に統一化された手法で本格的に実施されることとなった。その後、平成 16 年に橋梁定期点検要領（案）、平成 26 年に橋梁定期点検要領が策定されている。なお、全国の道路橋を対象とした道路法施行規則第 4 条の 5 の 2 の規定に基づく道路橋定期点検要領が平成 26 年に策定されている。

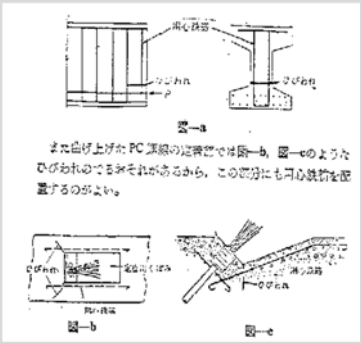
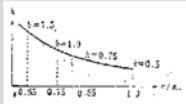
表-2.2.2 に示すように、技術基準では、昭和 63 年以前においても課題が認識されるたびに、発生した変状に対して検討を行い規定の充実が図られてきており、変状発生のリスクを低減するための不断の努力が現在に至るまで行われてきている。

表-2.2.2　技術基準における初期変状抑制対策の変遷

Ｓ４３ プレストレストコンクリート道路橋示方書・解説	設計	●部材中間に定着具を設ける場合に，定着具付近に発生する引張応力に対して補強することを規定。（条文 6.2.3） ●ポステン部材において乾燥収縮などによるひび割れを抑制するよう，部材の表面近くに 30kg/m^3 以上（在来は 25kg/m^3 以上）の鉄筋を配置することを規定。（条文 6.1.5） 
Ｓ５３ 道路橋示方書・同解説	設計	●ＰＣ箱桁の下床版には直接は輪荷重が載荷されず、計算上は非常に薄くできるものの、剛性の確保やひび割れ抑止の観点から、最小厚さを 140㎜（従来 100㎜）にすること、直径 13㎜ 以上の鉄筋を 250㎜ 以下の間隔で配置することを規定。（条文 8.3.1） ●乾燥収縮などによるひび割れを抑制するために，最小鋼材量を 0.15%（≒30kg/m^3）以上とした上で，場所打ちＰＣ桁ウェブでは直径 13㎜ 以上の鉄筋を 300㎜ 以下の間隔で配置すること、打継目付近に鉄筋を配置することを規定。（条文 4.2.13） ●開口部における局部応力に対して鉄筋を配置することを規定。（条文 4.2.13）  図-解 4.2.23　ウェブ両側面に配置する用心鉄筋  図-解 4.2.24　開口部の用心鉄筋
Ｈ２ 道路橋示方書・同解説	施工	●マスコンクリートの施工にあたって、セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れに対する検討を行うことを規定。（条文 16.6.7） ●打継目にて温度応力および乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮することを規定。（条文 16.6.6）
Ｈ８ 道路橋示方書・同解説	設計	●外ケーブル定着部及び偏向部に生じる局部応力によるひび割れを抑制するためにＰＣ鋼材又は鉄筋により補強することを規定。 （条文 16.5.3）  図-解 16.5.2　鉄筋による偏向部の補強の例
Ｈ２４ 道路橋示方書・同解説	施工	●マスコンクリートの施工にあたって、セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念される場合には、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、構造上有害となるひび割れの発生を防止することを規定。（条文 20.6）

灰色着色部は、道路橋示方書（日本道路協会）以外の文献を示す。

表-2.2.3　設計の変遷

時期	設計の変遷					
	設計－Ⅰ	設計－Ⅱ	設計－Ⅲ	設計－Ⅳ	設計－Ⅴ	設計－Ⅵ
	基準の改定	腹圧の設計	定着突起の設計	水和熱の温度応力	定着部の支圧応力	乾燥収縮
1949年 昭和24	鉄筋コンクリート標準示方書 （土木学会）	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	P92　96条乾燥収縮 乾燥による収縮応力を考える必要がある場合、その収縮応力は温度降下によっておこる温度応力に相当するものとして計算する。その温度降下は不静定構造物の場合表-14の値を標準とする。 表-14　乾燥収縮に相当する温度降下 構造物の種類 ／ 温度降下 ラーメン ／ 15°C アーチ 鉄筋量 0.5% 以上 ／ 15°C アーチ 鉄筋量 0.5% 未満 ／ 20°C
1955年 昭和30	プレストレストコンクリート設計施工指針 （土木学会）	記載なし	記載なし	記載なし	P35　39条ＰＣ鋼線の定着具の補強 ＰＣ鋼線を定着した面近くには適当な用心鉄筋を配置して、この部にひびわれのでるおそれを少なくしなければならない。  図—a また曲げ上げたPC鋼線の定着部では図—b，図—cのようなひびわれのでるおそれがあるから，この部分にも用心鉄筋を配置するのがよい。 図—b　図—c	P33　35条コンクリートの乾燥収縮 （プレ減少） コンクリートの乾燥収縮によるプレストレスの減少を計算する場合、コンクリートの収縮度はプレテンショニングのときは表-4の値、ポストテンショニングのときは表-4の値に0.6ｋを乗じたものとする。 表—4　コンクリートの収縮度（単位10^{-6}） 状態 ／ 部材断面の最小寸法(cm) 20未満 ／ 20～75 ／ 75以上 水中 ／ 0 ／ 0 ／ 0 空気中 ／ 非常に湿った場合 ／ 12.5 ／ 10 ／ 7.5 空気中 ／ 一般の場合 ／ 25 ／ 20 ／ 15 空気中 ／ 乾燥した場合 ／ 37.5 ／ 30 ／ 22.5  図—1　kとσ/σ_{ss}の関係 σ＝プレストレスを与えるときのコンクリートの圧縮強度 σ_{ss}＝コンクリートの最終圧縮強度 σ_{ss}とσ_{ss}との関係はつぎのように仮定してよい。 普通ポルトランドセメント　$\sigma_{ss}=1.30\sigma_{ss}$ 早強ポルトランドセメント　$\sigma_{ss}=1.15\sigma_{ss}$

1961年 昭和36	プレストレストコンクリート設計施工指針 （土木学会）	記載なし	記載なし	記載なし	P61　49条ＰＣ鋼材定着部のコンクリートの補強 ＰＣ鋼材定着部の部材コンクリートにはＰＣ鋼材と直角な面内に引張応力が作用し、ひび割れ発生の恐れがあるので、スターラップ、格子状、またはらせん状鉄筋、等で補強しなければならない。	P61　44条（2）乾燥収縮 コンクリートの乾燥収縮によるプレストレスの減少を計算する場合、乾燥収縮度は一般に次の値としてよい。
1964年 昭和39	鉄筋コンクリート道路橋設計示方書解説 （日本道路協会）	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	P5　コンクリートの乾燥収縮の影響を構造物の設計に考慮しなければならない場合には、土木学会鉄筋コンクリート標準示方書109条（S24版96条に同じ）の規定にしたがうものとする。
1968年 昭和43	プレストレストコンクリート道路橋示方書解説 （日本道路協会）	記載なし	P42　6.2.3【定着具付近の補強】　平成24道示にある内容と同様に、定着突起にかかるT1～T6のちからに対して、Ｆ１～F4の補強筋が示される。	記載なし	大きな変更なし P38～P41　6.2.3【定着具付近の補強】同上	P5　2.3（2）不静定構造物の設計計算に用いる乾燥収縮度は15×10^{-5}とする。
1978年 昭和53	プレストレストコンクリート標準示方書 （土木学会）	記載なし	大きな変更なし P46～P49　7.1.6【定着具付近のコンクリートの補強】　同上	記載なし	大きな変更なし P46～P49　7.1.6【定着具付近のコンクリートの補強】同上	大きな変更なし P17～P19　4.2.3【乾燥収縮】同上
	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	記載なし	大きな変更なし	記載なし	大きな変更なし P170～P172 4.2.8【定着具付近の補強】（1） 同上	P105　2.2.3乾燥収縮（2）コンクリートの乾燥収縮による不静定力を計算する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、15×10^{-5}とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の0.5%未満の場合は20×10^{-5}とする。なお、これらの値を用いる場合は、コンクリートの乾燥収縮に伴うクリープの影響を考慮してはならない。（3）（1）項および（2）項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法等を考慮して別途にコンクリートの乾燥収縮を定めることとする。（解説参照）
1990年 平成2年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	記載なし	大きな変更なし	P304　16章施工　16.6.7　【マスコンクリート】　マスコンクリートの施工にあたっては、セメントの水和熱の起因する温度応力によるひび割れに対する検討を行わなければならない。	大きな変更なし P182～P184 4.4.8【定着具付近の補強】（1） 同上	上記事項に加えて、 P303～304　16章施工　16.3.6　【打継目】 温度応力および乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。

1994年 平成6年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編（日本道路協会）	記載なし	大きな変更なし	大きな変更なし P301　16.6.7【マスコンクリート】 同上	大きな変更なし P182～P184　4.4.8【定着具付近の補強】（1） 同上	大きな変更なし P38　2.1.6【コンクリートのクリープおよび乾燥収縮】 P300　16.6.6【打継目】 同上
1996年 平成8年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編（日本道路協会）	記載なし	大きな変更なし	大きな変更なし P317　17.6.7【マスコンクリート】 同上	P185～P187　4.4.8【定着具付近の補強】（1） 同上 上記事項に加えて、 P327～328　18章その他の部材の設計　18.5.3　【外ケーブル構造・構造細目】（1）外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルの張力及びケーブルが偏向することにより生じる局部応力に対して、鉄筋あるいはＰＣ鋼材によって補強しなければならない。	大きな変更なし P38　2.1.6【コンクリートのクリープおよび乾燥収縮】 P317　17.6.6【打継目】 同上
2002年 平成14年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編（日本道路協会）	P252～P254　10章箱げた橋　10.5【構造細目】　下フランジ厚140㎜が条文に示され、解説に桁高変化がある場合の偏向力や腹圧力に対して配慮事項が示された。	大きな変更なし	P345　19.6【コンクリート工】(8)マスコンクリート　セメントの水和熱の起因する温度応力によるひび割れが懸念される場合には、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、構造上有害となるひび割れの発生を防止するものとする。 (8)解説　温度応力に関する具体的な制御方法については、「ひび割れ制御指針」（日本コンクリート工学協会）「コンクリート標準示方書施工編」（土木学会）を準用するとよい。	大きな変更なし P200～P202　6.6.8【定着具付近の補強】（3）同上 P327　18.5.3【外ケーブル構造・構造細目】(1)同上	大きな変更なし P31　2.2.5【コンクリートのクリープおよび乾燥収縮】 P342　19.6【コンクリート工】（7）打継目 同上
2012年 平成24年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編（日本道路協会）	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし P339　20.6【コンクリート工】 (8)マスコンクリート 解説での準用文献の変更 「ひび割れ制御指針」（日本コンクリート工学協会）→「ひび割れ制御指針2008」 「コンクリート標準示方書施工編」（土木学会） →「コンクリート標準示方書設計編（H20.3）」	大きな変更なし P202～P204　6.6.8【定着具付近の補強】(3)同上 P312　18.2【外ケーブル構造・設計一般】(3)同上	大きな変更なし P37　2.2.5【コンクリートのクリープおよび乾燥収縮】 解説に過大な乾燥収縮についての記述を追加 P339　20.6【コンクリート工】（7）打継目 同上

灰色着色部は、道路橋示方書（日本道路協会）以外の文献を示す。

表-2.2.4　施工の変遷（その 1）

時期	参考文献	施工の変遷					
		施工－Ⅰ	施工－Ⅱ	施工－Ⅲ	施工－Ⅳ	施工－Ⅴ	
		支保工	型枠	打設・締固め	養生	プレキャスト目地部	打継目地部
1949 年 昭和 24	鉄筋コンクリート標準示方書 （土木学会）	P82　62 条　【型ワクおよび支保工】　支柱は沈下しないよう、そのうける荷重を適当な方法で地盤に一様に分布させ、高さが大きいときにはツナギおよび筋違イを設けなければならない。	P82　61 条　【セキ板】　死ブシその他の欠点のないものを用い、コンクリート露出面に接する表面はカンナ仕上げを行う。	P77　45 条　【締固め】　振動機の記載に加えて、突固め（1 層の厚さ 15cm 以下）、事前のモルタル打設、の記載あり。配合、振動時間、振動機の差し込み間隔などは責任技術者の指示を受ける。	P78　47 条　【養生】　養生期間は、普通セメント 7 日、早強セメント 3 日を最低養生期間とし､湿潤養生を行う。養生方法は責任技術者の承認を得る。	記載なし	プレキャスト目地部の記載はなし。 P77　46 条　【打継ぎ】　硬化したコンクリートの表面を責任技術者の指示に従って粗にし、ゆるんだ骨材粒子、不完全なコンクリート、レイタンス、雑物、等を完全に除き、表面を十分にぬらさなければならないと記載がある。
1955 年 昭和 30	プレストレストコンクリート設計施工指針 （土木学会）	記載なし	記載なし	P15　18 条　【コンクリート打ち】［解説］振動数の高い振動機を用いて十分に締め固めなければならない。	P16　19 条　【コンクリートの養生】　［解説］夏期は必要に応じて材料のプレクーリングを行う。プレキャスト部材の高温養生と蒸気養生（最高温度 60℃以下）の記載あり。	P20　25 条　【継目】　プレキャストのブロックまたはコンクリートは部材を継ぎ合せて一体として働く構造物とするとき、目地に用いるモルタルまたはコンクリートは、ブロックまたは部材のコンクリートと同等以上の圧縮強度のものでなければならない。	P20　25 条　【継目】　プレキャストのブロックまたはコンクリートは部材を継ぎ合せて一体として働く構造物とするとき、目地に用いるモルタルまたはコンクリートは、ブロックまたは部材のコンクリートと同等以上の圧縮強度のものでなければならない。

1961年 昭和36	プレストレストコンクリート設計施工指針(土木学会)	P35　25条　【型枠および支保工】　［解説］支保工沈下に対応出来るようにジャッキ、その他を挿入しておくこと、およびプレストレッシングと同時に支保工を沈下させるなどの処置を行うことが示された。	P35　25条　【型枠および支保工】　［解説］コンクリートの乾燥収縮を妨げ、一箇所に大きな収縮ひび割れが集中することのないよう、型枠を早期にはずし、十分な養生をするなどの処置を行うことが望ましい。	P32　23条　【コンクリート打ち】　［解説］十分な締固めの際、材料分離や型枠やシースを損なわないように注意が示される。また、振動機として内部振動機と外部振動機が示される。	P32　24条　【養生】　(2)暑中コンクリートの打ち込み時のコンクリート温度を30℃以下とする。また、コンクリートの最高温度は60℃以上になってはならない。(3)高温促進養生の際、コンクリート温度の急激な上昇および冷却中の急激な降下を避ける。	P44　34条　【継目】　［解説］間詰めコンクリートなどは所要の圧縮強度があれば良いと補足された。	P44　34条　【継目】　［解説］間詰めコンクリートなどは所要の圧縮強度があれば良いと補足された。
1964年 昭和39	鉄筋コンクリート道路橋設計示方書解説 （日本道路協会）	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし
1968年 昭和43	プレストレストコンクリート道路橋示方書解説 （日本道路協会）	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし

1978年 昭和53	プレストレストコンクリート標準示方書 （土木学会）	P112～P113 11.4【型枠および支保工】　①コンクリートの打ち込みのエ程、取り外し、転用などの施工計画に基づき、原則として図面を作成、②鉛直荷重、横方向荷重、コンクリートの側圧などを考慮するとし、具体的な数値が記載 P113　11.4.2【取り外し】プレストレッシング後にはじめて自重およびその他の荷重を受ける部分は、少なくともそれらの荷重に耐えるだけのプレストレスを与えた後でなければ、型枠および支保工を外してはならない。	P112～P113　11.5【型枠および支保工】　①緊張時に型枠の一部を取り外すことが記載、②使用材料は、強度、剛性、耐久性、作業性、打ち込まれたコンクリートに対する影響および経済性を考慮して選定	P116　11.5.3　【打込みおよび締固め】　①時間をおいてコンクリートを打ち足す場合に下部コンクリートへの振動機挿入が示された。②振動機を用いて締固めと示され「突固め」の表現が無くなった。③寒中における施工の場合コンクリート温度は打込みのときに10～20℃を原則。④暑中における施工の場合、コンクリートを1時間以内になるべく早く打込み、コンクリート温度は35℃以下。	P116　11.5.3　【打込みおよび締固め】　①打込み時のコンクリート温度35℃以下と示され、30℃以上となるおそれがある場合に対策を行うことが示される。 P118～P119　11.5.6【養生】　①湿潤養生を行う期間は、打込み後少なくとも5日間、ただし早強セメントを用いる場合は3日間を標準とする。②湿潤養生が困難な場合に責任技術者の指示を受けて膜養生を施工する。③寒中養生について、保温養生や加熱養生が示される。	P56～P58　7.3.2　【プレキャスト部材の継目】　①水密性の検討が追記、②モルタルおよびコンクリートを用いた目地幅の標準値がそれぞれ示され、継目の面は不純物を除去するとともに構造物の重要な部位に設けられる継目の面は、チッピングを行うことも重要と記載、③接着剤を用いた目地について追記され組立用金具も記載、④目地付近のスターラップを密配置 P84～P87　9.9　【接合に用いる材料】　①「コンクリートおよびモルタル」に良質の減水剤と膨張混和材を混合するのが望ましいと記載、②「接着剤」によく使われる材料としてエポキシ樹脂系接着剤について紹介され品質規格の標準が示された。 P100～P101　10.7　【接合に用いる材料の試験】　材料の試験について記載。 P105　11章施工　11.1.8　【接着剤】　貯蔵方法や貯蔵期間の期限などについて記載。 P135～P137　11章施工　11.8.6【接合】　解説文に接着剤を用いた場合の詳細な施工方法が示される。（材料選定、練混ぜ、天候に応じた施工、塗布、養生）	P56　7.3.1　【打継目】　打継目の位置および方向は、構造物の強度および外観を害さないようにこれを定めなければならない。重要な打継目は、これを設計図に明示するのが良い。

	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編（日本道路協会）	P288～P290　14章施工　14.10【型枠および支保工】　①「14.10.1　一般」に施工中の最も不利な荷重の組合せに対して十分な強度と安全を有することが記載、②「14.10.2　設計」にて取り扱う荷重や材料の許容応力度について記載 P290　14.10.5【取りはずし】底枠は、けたが支承により支持される前に取り外してはならない。	P288～P290　14章施工　14.10　【型枠および支保工】①「14.10.1　一般」に施工中の最も不利な荷重の組合せに対して十分な強度と安全を有することが記載、②「14.10.2設計」にて取り扱う荷重や材料の許容応力度について記載、③「14.10.3　型わく」にせき板面にはく離剤を塗布することが記載。	P271～P272　14章施工　14.5.2【運搬】　コンクリートポンプを用いる運搬について記載される。 P272　14章施工　14.5.3【打込み】①暑中コンクリートを施工する場合、コンクリート温度は原則30℃以下とし、やむを得ない場合でも35℃以上になってはならない。、②寒中コンクリートを施工する場合、コンクリート温度は原則10℃以上とし、外気との温度差が大きくならないようにする。 P272　14章施工　14.5.4【締固め】①内部振動機を用いた締固めを原則とし、解説に型わく振動機の効果は局所的であるため数多く設置する。②振動機の下層への挿入を10cm程度と記載。③解説にコンクリートポンプを用いる場合に十分な人数を配置すると記載。④内部振動機の挿入間隔の目安として60cm程度以下が望ましい。	P273～P274　14章施工　14.5.5　【養生】解説にマスコンクリートの場合に表面と内部のコンクリート温度差が大きくならないように配合、施工方法、養生方法を検討すると記載。	P285　14章施工　14.8.4　【プレキャストブロックの接合】　①接合面のレイタンス、ごみ、油などを除去、②コンクリートやモルタルに関する記載がなくなり接着剤のみ記載、③接着剤は温度の影響を受けうことや接合面を十分に乾燥させることが示された。	P274　14章施工　14.5.6【打継目】　新旧コンクリートの打継目における温度差による温度ひび割れの恐れが記載。

1990年 平成2年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	大きな変更なし	大きな変更なし	P301～P302　16章施工　16.6.3　【打込み】　①基本的な注意事項として雨天、強風時の施工を原則として禁止、②寒中コンクリートを施工する場合のコンクリート打ち込み温度は、5℃～20℃の範囲となり、解説に気象条件が厳しい場合や部材圧が薄い場合に10℃程度確保することとなった。 P302　16章施工　16.6.4　【締固め】　薄い壁など内部振動機の使用が困難な場合には、型わく振動機を併用することが追記。 P304　16章施工　16.6.7　【マスコンクリート】　マスコンクリートの節が追加され、セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れに対する検討を行わなければならいことが記載。	P303　16章施工　16.6.5　【養生】　養生水に海水を用いてはならないことが追記。	P294　16章施工　16.4　【材料】　接着剤に求められる性能が示され、品質規格の標準が示された。	P303～304　16章施工　16.6.6　【打継目】　温度応力および乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。
1994年 平成6年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし
1996年 平成8年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし

2002年 平成14年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	大きな変更なし	大きな変更なし	P340～P345　19章施工　19.6【コンクリートエ　(8) マスコンクリート】　解説に温度応力の具体的な制御手法として、JCIの「ひび割れ制御指針」や土木学会の「コンクリート標準示方書施工編」の紹介がされた。	P340～P345　19章施工　19.6　【コンクリートエ　(6) 養生】　気温が低い時期に床版のコンクリート等を施工する場合は、コンクリートの圧縮強度が15N/mm^{2}程度に達するまでは適当な保温設備のもとに養生を行うことが追記。	大きな変更なし	上記項目に加えてP340～P345　19章施工　19.6　【コンクリートエ　(7) 打継目】　コンクリートを多層に分けて打ち込むときは、打ち重ね部において上層と下層のコンクリートの一体性を確保し、ひび割れやコールドジョイントを生じさせないようにする。
2012年 平成24年	道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編 （日本道路協会）	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし	大きな変更なし

灰色着色部は、道路橋示方書（日本道路協会）以外の文献を示す。

表-2.2.4　施工の変遷（その 2）

時期	参考文献	施工-Ⅵ　　グラウト								
		グラウト材の変遷					グラウト施工方法の変遷			
		グラウト材料	混和剤の出荷量	水セメント比	シース	その他	管理方法	グラウトポンプ	グラウトミキサー	その他
～1965年～昭和40	プレストレストコンクリート設計施工指針（土木学会,1961）	セメント分散剤とアルミニウム粉末の使用（1960）	－	35～45%を標準（左記参考文献より）	ＤＷ工法導入（1958）	ブリージング：0～5%以下 流動性：Ｊロート 膨張率：0～5%を標準 圧縮強度（型枠法）：σ_{28}＝150kg/cm^2（左記参考文献より）	－	グラウティングボトルとコンプレッサーによる注入（1953） 手動ダイアフラム式グラウトポンプ（1956） 電動ポンプの登場（1962）	回転翼式グラウトミキサー（1956）	－
1966年～1977年昭和41～昭和52	ディビダーク工法設計施工指針案（土木学会,1966）	減水剤とアルミニウム粉末を混合した混合剤の使用（1970）	－		シース径φ38mm（ＰＣ鋼棒φ32） シース径φ38mm（ＰＣ鋼棒φ26）（左記参考文献より）	ブリージング：3%以下 膨張率：10%以下（左記参考文献より）	排出口の濃度を目視確認 緊張管理票に注入の有無をチェック（左記参考文献より）			－

1978年～1985年昭和53～昭和60	コンクリート標準示方書（土木学会,1978）	専用混和剤の登場（1979） ノンブリーディングタイプおよび高粘性タイプ混和材の登場（1982）	－	45%以下 （左記参考文献より）		ブリージング試験義務付け 流動性：Ｊロート，ＪＡロート 膨張率試験義務付け 圧縮強度：σ_{28}＝200kg/cm^2 （左記参考文献より）				－
	ＰＣ施工の手引き（国鉄構設,1984）		－			ブリージング：2%以下 膨張率：5～10% （左記参考文献より）	排出口から採取したグラウトブリーディング、膨張率を測定（左記参考文献より）	電動スクイーズ式ポンプ （0.75ｋW，1984）		－
1986年～1990年昭和61～平成2	コンクリート標準示方書（土木学会,1986）		－	コンシステンシーが得られる範囲で単位水量をできるだけ少なくする。 （左記参考文献より）		ブリージング：3%以下 流動性：ＪＡロート標準 （左記参考文献より）				－
	ＰＣグラウト施工マニュアル（ＰＣ建協,1986）		汎用型ほぼ100% （～1990）				グラウト工記録表 （1本毎の注入管理記録なし） （左記参考文献より）		セメント１袋練りグラウト ミキサー（1989）	－
1991年～1995年平成3～平成7	コンクリート標準示方書（土木学会,1991）	熱硬化型プレグラウト鋼材の登場（1992）				ブリージング：3%以下 膨張率：10%以下 塩化物イオン：0.3kg/m^{3}以下 （左記参考文献より）				－

	ＰＣグラウト施工マニュアル（ＰＣ建協,1993）				シース径φ39mm（ＰＣ鋼棒φ32） シース径φ35mm（ＰＣ鋼棒φ26） （太径化,厚板専用シースの追加,DW協会,1994）		グラウト工記録表、ケーブル毎の作業記録、チェック表（左記参考文献より）			－
	ＰＣ施工の手引き（ＪＲ東日本,1995）		汎用型 100～88% 低粘性型 0～10% 高粘性型０～2% （1991～1995）			ブリージング：0% 膨張率：-0.5～0% （左記参考文献より）				－
1996年～2000年 平成8～平成12	コンクリート標準示方書（土木学会,1996）					流動性：Ｊ14 ロート明記 膨張率試験義務付け 圧縮強度：σ_{28}＝20Ｎ/mm^2 （左記参考文献より）				－
	ＰＣグラウト施工マニュアル（ＰＣ建協,1996）						グラウト流量計の導入（左記参考文献より）	電動スクイーズ式ポンプ（3.7ｋＷ, 1996）	グラウト流量計の導入（左記参考文献より）	－

	構造物施工管理要領（日本道路公団,1997）				シース径φ45mm（ＰＣ鋼棒φ32） シース径φ38mm（ＰＣ鋼棒φ26） （高粘性グラウトに対応して太径化,DW協会,1998）	ノンブリージング型を標準（左記参考文献より）				－
	ＰＣグラウト・プレグラウトＰＣ鋼材施工マニュアル（ＰＣ建協,1999）	プレグラウトＰＣ鋼材の項目の追加（左記参考文献より） 湿気硬化型プレグラウト鋼材の登場 超低粘性タイプ混和材の登場 プレミックス材の製品化（2000）	汎用型 88～25% 低粘性型 10～30% 高粘性型 2～45% （1996～2000）			ノンブリージング型を標準流動性、膨張率：非膨脹型・膨張型に分類（左記参考文献より）				－
2001年～2005年平成13～平成17	コンクリート標準示方書（土木学会,2002）				塩害対策としてＰＥシースの使用を推奨（左記参考文献より）	ノンブリージング型を標準 圧縮強度：σ_{28} ＝20Ｎ/㎟（膨張性） ＝30Ｎ/㎟（非膨張性） （左記参考文献より）		電動ポンプと併用する真空ポンプの登場（2002）		注入・排気口の配置明記 導通および気密性確認 流量計による管理 注入・排出口の後処理
	ＰＣグラウト・プレグラウトＰＣ鋼材施工マニュアル（ＰＣ建協,2002）	プレグラウトＰＣ鋼材に湿気硬化型を追加				流動性：ＪＰロートに統一（左記参考文献より）				

	ＰＣグラウト設計施工指針（プレストレストコンクリート技術協会,2005） ＰＣグラウト・プレグラウトＰＣ鋼材施工マニュアル（ＰＣ建協,2006）		汎用型 25～13% 低粘性型 30～42% 高粘性型 45～45% （2001～2005）			塩化物イオン：セメント質量比の0.08%以下（左記参考文献より）	ＰＣグラウト施工及び検査： ＰＣ技士またはＰＣグラウト研修受講終了者			
2006年～2010年 平成18～平成22	コンクリート標準示方書（土木学会2007）		汎用型 13～10% 低粘性型 42～50% 高粘性型 45～40% （2006～2008）		塩害対策としてＰＥシースの使用を原則化（左記参考文献より）		グラウトの施工する場合には、十分な知識を有する専門技術者（ＰＣ技士でＰＣグラウト研修受講終了者）が施工管理を行わなければならない			
2011年～平成23～	コンクリート標準示方書（土木学会,2012）				シースの材質は耐久性を考慮して定めることを標準（左記参考文献より）		グラウトの施工にあたっては十分な知識を有する技術者（ＰＣ技士かつＰＣグラウト研修受講終了者）の指導のもとで行わなければならない			

	ＰＣグラウト設計施工指針（プレストレストコンクリート工学会, 2012） ＰＣグラウト・プレグラウトＰＣ鋼材施工マニュアル（ＰＣ建協, 2013）	プレグラウトＰＣ鋼材にプレグラウトＰＣ鋼棒を追加			耐久性の確保として、一般環境でのＰＥシースの使用を推奨（左記参考文献より）	圧縮強度保証材齢をσ_{28}からσ_{7}に変更した。 原則としてセメント及び練混ぜ水の計量を現場で行う。（左記参考文献より）	ＰＣグラウト施工及び検査： ＰＣ技士・コンクリート構造診断士、かつＰＣグラウト研修受講終了者	真空ポンプ併用ＰＣグラウト施工法の項目を追加（左記参考文献より）		ＰＣ鋼材をダクトへ挿入してからグラウトを注入するまでの期限を設定。注入期限を遵守できない場合の防錆対策を示す。 複数のグラウトホースを束ねて配置することを避け、粗骨材最大寸法の 4/3 以上を確保してコンクリートの充填が満足するように計画する。

2.3 PC 橋における初期変状の実態分析

2.2 で前述したとおり、PC 橋の変状については、課題が認識されるたびに技術基準の充実を図り、ひび割れ等の初期変状発生リスクを低減する努力が続けられてきている。ただし、分析に活用できる客観的で均質な橋梁点検データの蓄積体制及び記録方法が定められたのが平成 16 年に制定された橋梁定期点検要領(案)[2]であることを勘案すると、平成16年以前の課題の認識にあたっては､経験による部分も多かったものと考えられる。

平成 16 年に制定された橋梁定期点検要領（案）[2] では、国が管理する道路橋は、技術者が工学的判断により行う部材単位の対策区分の判定に加えて、部材をさらに細分化した要素単位で損傷の種類と程度を記号化し記録することを定めている。ここでは、コンクリートのひび割れは､程度のみではなくひび割れパターンも記号化されて記録される。また、全ての要素は部材番号と要素番号を持ち、部材番号と要素番号には橋梁内における要素の部材種別や位置情報が含まれるので、点検データを部材の最小評価単位である要素毎に、工種・構造形式・材料・損傷の種類・損傷のパターン・損傷の程度を紐付けして整理することを可能としている。**図-2.3.1** に橋梁定期点検要領（案）[2] における点検データの構成イメージを示す。橋梁定期点検要領（案）[2] の運用実施から 8 年が経過し､供用後 2 年以内に実施する初回点検結果のデータも蓄積されてきている。ここでは、平成 20～24 年の橋梁点検データに基づき実施した PC 橋の初期変状の実態分析の結果について示す。

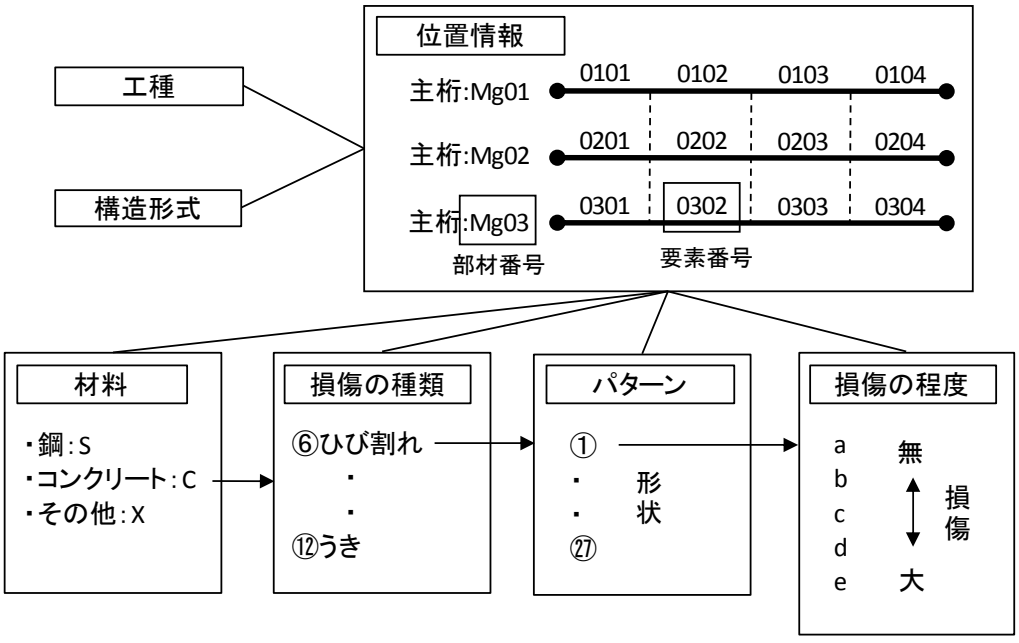


図-2.3.1　点検データの構成イメージ

2.3.1 全点検結果と初回点検結果の比較

平成 20～24 年に実施された初回点検を含む全定期点検データを元に PC 橋の変状状況（ひび割れパターン）を集計した結果を**表-2.3.1** に示す。また、当該期間に実施された供用後 2 年以内に実施された初回点検結果のみに着目した初期変状状況（ひび割れパターン）の集計結果を**表-2.3.2** に示す。集計は、橋毎に作成されている点検カルテから、橋梁定期点検要領（案）[2] に示されている上部構造のひび割れパターン「①～⑳」及び点検カルテ作成時に、それらのパターンに分類されなかったパターンのひび割れ「他」について、構造形式ごとに機械的に抽出し分類したものである。

表-2.3.1　PC 橋の定期点検結果のひび割れパターン分類（全点検）

構造形式	ひびわれパターン(橋)																						総径間数
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	他	不明	合計	
プレテンT桁	54	104	13	117	219	31	16	32	22	11	288	5	0	20	4	0	53	227	43	33	778	290	2,360	8,574
プレテン中実床版	43	244	5	10	4	5	1	0	4	1	1	2	0	1	0	0	8	1	6	1	84	76	497	3,304
プレテン中空床版	16	109	8	16	2	5	0	0	3	6	2	0	2	0	2	0	8	0	0	0	59	36	274	1,413
ポステンT桁	113	497	14	102	49	40	3	3	32	23	184	8	2	20	16	0	89	82	61	107	931	380	2,756	3,874
ポステン箱桁	33	181	20	55	14	5	0	5	12	11	25	4	24	0	1	0	38	11	3	18	261	98	819	795
ポステン中空床版	86	308	34	142	77	8	0	0	15	6	5	0	1	1	3	42	27	6	4	15	598	105	1,484	2,783
																							8,190	20,743

※プレテン中実床版は「プレテン床版」とした。

表-2.3.2　PC 橋の定期点検結果のひび割れパターン分類（初回点検）

構造形式	ひびわれパターン(径間)																						総径間数
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	他	不明	合計	
プレテンT桁	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	71
プレテン中実床版	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
プレテン中空床版	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	5	64
ポステンT桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23	29	62	136
ポステン箱桁	0	8	0	2	0	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	2	4	0	0	28	5	52	54
ポステン中空床版	3	5	0	5	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	2	2	0	0	0	22	30	71	201
																							192	548

※プレテン中実床版は「プレテン床版」とした。

全定期点検データの対象橋梁は 8,434 橋（20,743 径間）であり，その中で、ひび割れの発生していた橋梁は 2,756 橋（8,190 径間）であった。全定期点検データを対象にした**表-2.3.1** から全対象橋梁径間数に対して変状のあった橋梁径間数の割合は 39.4%（8,190/20,743）であることがわかる。一方、初回点検データのみを対象とした**表-2.3.2** からは、548 径間 （161 橋）中、ひび割れが発生していた橋梁は 192 径間 （58 橋）であり、全対象橋梁径間数に対して変状のあった橋梁径間数の割合は 35.0%（192/548）であったことがわかる。初回点検データを対象とした場合の割合（35.0%）と全定期点検データを対象とした場合の割合（39.4%）が同程度であることから、PC 橋の変状の多くが橋梁完成後の比較的間もない期間（供用後 2 年以内）あるいは施工中に生じた可能性

が高いと推察される。したがって、より高品質の PC 橋の構築に向けて、初期変状を抑制することは効果的であると考えられる。

2.3.2 初回点検データの分析

1）初期変状パターンの分類

橋梁定期点検のうち供用後 2 年以内に実施される初回点検で記録された初期変状を 31 種類に分類した結果を**図-2.3.2** に示す。ここで、変状分類の基にした 31 種類の変状パターンは、報告書（その１）[1] において、橋梁定期点検要領（案）[2] に示されている上部構造の 20 種類のひび割れパターンに加えて、橋梁定期点検で「その他」として記録されたひび割れを新たに分類し、31 種類の変状パターンとして整理し直したものである。なお、**表-2.3.9**（P37～P46）に、報告書（その１）[1] において整理されている PC 橋の 31 種類の初期変状パターンを示す。

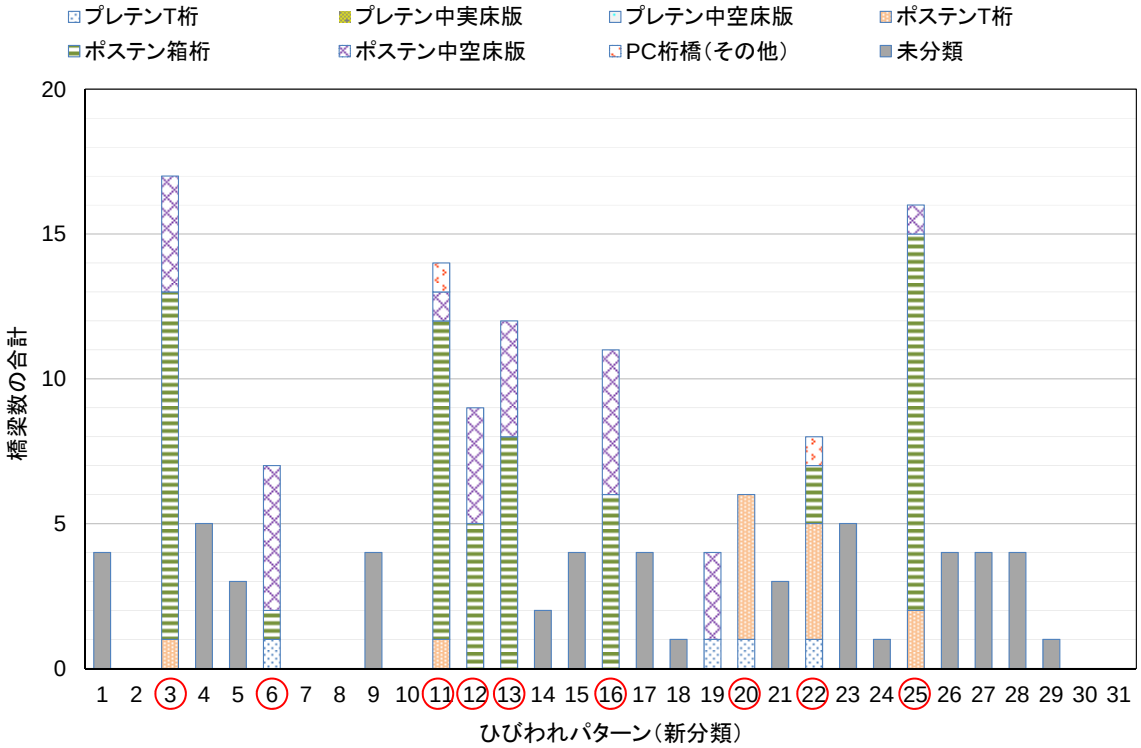


図-2.3.2　PC 橋の初期変状パターン内訳（初回点検）

図-2.3.2 から、31 種類の初期変状パターンのうち、【3】【6】【11】【12】【13】【16】【20】【22】【25】（**図-2.3.2** 中の赤丸）の 9 パターンのひび割れが発生している橋梁が多いことがわかる。これらのひび割れパターンと想定される主な要因について**表-2.3.3** に示す。

表-2.3.3　PC 橋の特徴的なひび割れパターンと発生要因

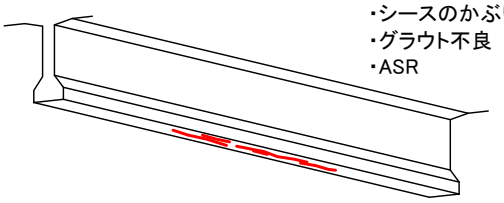
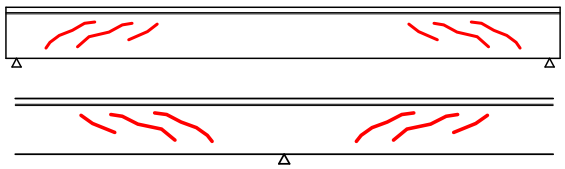
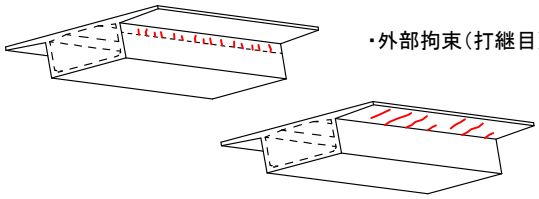
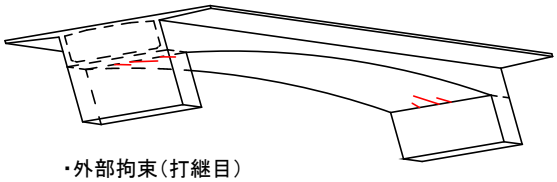
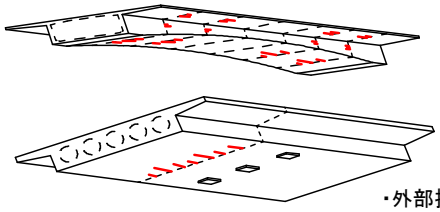
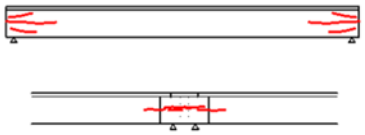
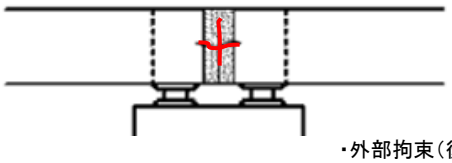
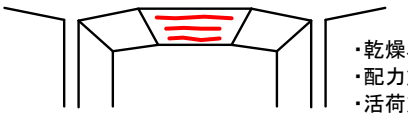
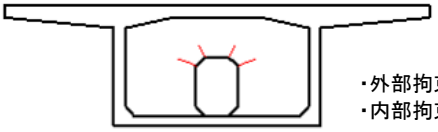
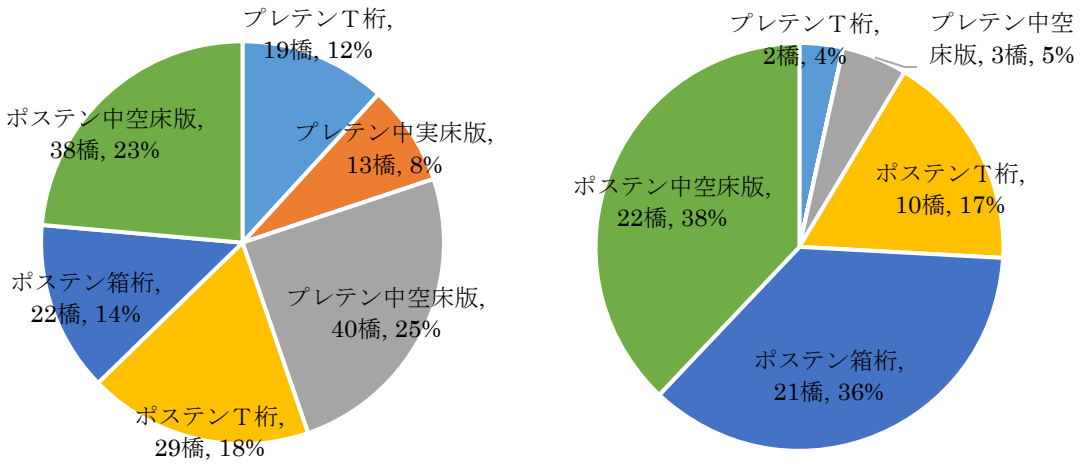
<table>
<tr>
<td>【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ
・主鉄筋の腐食
・シースのかぶり不足
・グラウト不良
・ASR
  </td>
<td>【6】支点付近のウェブ斜めひび割れ
 
・斜め引張応力超過　・プレストレス損失　・支保工沈下</td>
</tr>
<tr>
<td>【11】ウェブとフランジの打継目近傍の直角方向ひび割れ
 
・外部拘束（打継目）</td>
<td>【12】柱頭部主桁下面の橋軸方向ひび割れ
 
・外部拘束（打継目）
・内部拘束（水和熱）</td>
</tr>
<tr>
<td>【13】主桁鉛直打継目の橋軸方向ひび割れ
 
・外部拘束（打継目）</td>
<td>【16】端支点部ウェブの水平～放射状ひび割れ
 
・PC 定着部割裂
・ASR
・内部拘束（水和熱）</td>
</tr>
<tr>
<td>【20】桁下面の直角方向および腹部の鉛直方向ひび割れ
 
・外部拘束（後打ち部）</td>
<td>【22】連続床版下面に発生している橋軸方向ひび割れ
 
・乾燥収縮
・配力筋方向の補強
・活荷重の超過</td>
</tr>
<tr>
<td>【25】横桁部、開口部のひび割れ
 
・外部拘束（後打ち部）
・内部拘束（水和熱）</td>
<td></td>
</tr>
</table>

表-2.3.3 に示す PC 橋に多く発生している初期変状パターンのうち、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れは、【6】【11】【22】である。PC 橋は，プレストレスを導入することで、コンクリートに発生する応力を、ある許容応力度以下に抑えるとともに，断面内に発生する引張応力に対して、鉄筋のみで負担できるだけの鉄筋を引張領域に配置することにより、全断面を有効断面と仮定して設計計算がされている。全断面を有効としているのは、ひび割れが発生しないことを想定しているのではなく、前述のようにひび割れの深さを制御すれば、全断面有効と仮定して設計計算を行った場合と、ひび割れを考慮して設計計算を行った場合の設計計算結果が、ほぼ同等とみなせることから、設計計

算上の簡便さについて考慮された結果である[3]。このことから結果的に、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れは、プレストレスを導入する方向と平行な方向のひび割れより、設計において厳しく制御されることになる。**図-2.3.2** 及び**表-2.3.3** から、PC 橋に多い 9 パターンの初期変状パターンのうち、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れは 29 橋、プレストレスト導入方向と平行する方向のひび割れは 71 橋であり、設計でひび割れの発生が厳しく制御されることになるプレストレス導入方向と直交するひび割れは、平行するひび割れに比べ少ない結果となっていることがわかる。

2）橋梁形式による比較

本共同研究において対象とした調査期間中（平成 20～24 年度）において、初回点検が実施されていた橋梁は 161 橋であり、その内、ひび割れが発生していた橋梁は 58 橋であった。**図-2.3.3** に初回点検が実施されていた橋梁及びそのうち変状があった橋梁に対する橋梁形式ごとの橋梁数の内訳を示す。**図-2.3.3** より、PC 橋の初期変状は、プレテンション桁に比べて、ポストテンション桁において多く発生していることがわかる。初期変状の発生している橋梁（58 橋）のうち、初期変状が生じたプレテンション桁は 5 橋（9%）であるのに対して、ポストテンション桁では 53 橋（91%）であった。この結果から、PC 橋の初期変状は、そのほとんどがポストテンション桁において発生していることがわかる。



（a）初回点検実施橋梁（161 橋）の内訳　（b）初期変状のあった橋梁（58 橋）の内訳

図-2.3.3　調査対象橋梁の橋梁形式による内訳（橋梁数）

3）初期変状の発生位置及び変状程度の確認

2）において、PC 橋の初期変状は、ポストテンション桁に多い傾向であることがわかった。ここでは、ポストテンション桁を対象にその変状の発生箇所（桁端等の支点部と支点部以外のその他（支間中央部や支間 1/4 部等）の区分）及びその変状程度（ひび割れ幅）についての整理を実施する。整理対象とする初回点検データは、平成 20～24 年度に実施された初回点検データのうち、変状位置及び変状程度について記録があるポストテンション桁 52 橋（325 箇所の初期変状）である。

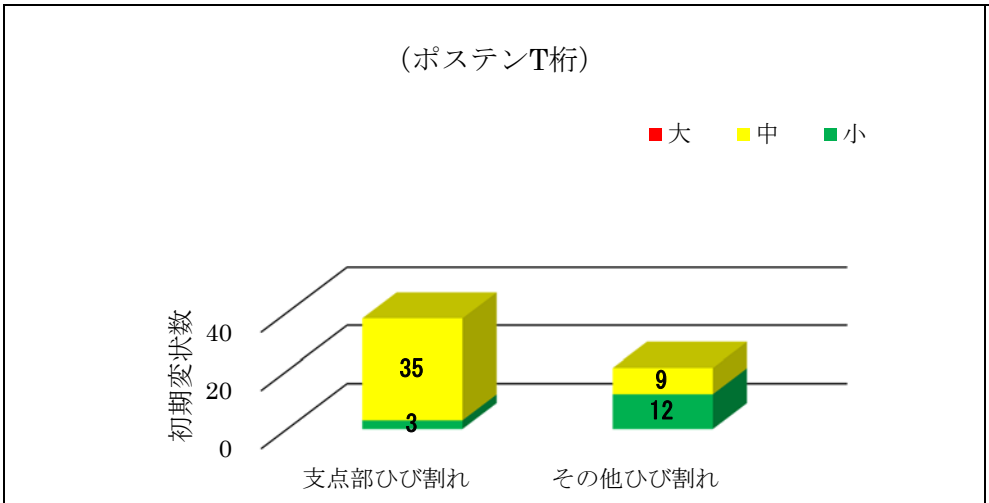
表-2.3.4（P32）に、ポストテンション桁（ポステン T 桁、ポステン中空床版、ポステン箱桁）の初期変状発生位置と変状程度の整理結果を示す。**表-2.3.4** から、ポステン T 桁及びポステン中空床版では、桁端部等の支点部付近での変状（支点部ひび割れ）が、支点部以外（その他ひび割れ）に比べて多く発生している。桁端部にひび割れが多い傾向であるのは、一般的に桁端部は、PC 鋼材が定着される箇所であり、プレストレスの導入にともなう局所応力が生じやすい部位であることや横桁が配置されるなどによりマスコンクリートとなり内部拘束（水和熱）の影響を受けやすい部位であることが要因として考えられる。

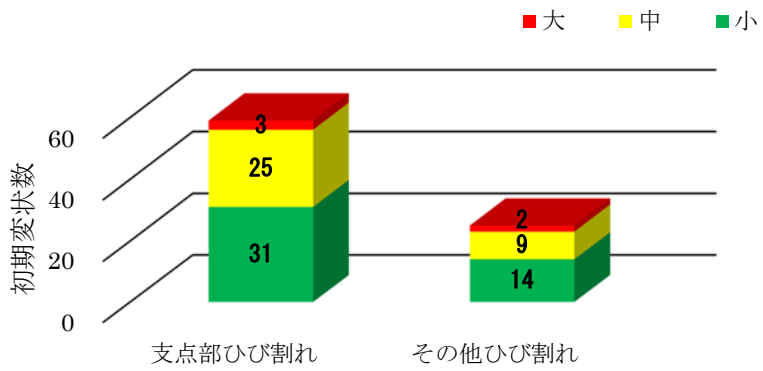
一方、ポステン箱桁では、支点部に比べ支点部を除く支間中央部や支間 1/4 付近などに初期変状（その他ひび割れ）が多く発生している。また、変状のあった調査対象 1 橋あたりの支点部に発生している初期変状数は、ポステン T 桁で 10 橋中 38 箇所（1 橋あたり 3.8 箇所）、ポステン中空床版で 22 橋中 59 箇所（1 橋あたり 2.7 箇所）、ポステン箱桁で 21 橋中 52 箇所（1 橋あたり 2.5 箇所）とほぼ同程度である。ただし、変状のあった調査対象 1 橋あたりの支点部以外に発生している初期変状数（支点部以外のその他ひび割れの発生箇所数）は、ポステン T 桁で 10 橋中 21 箇所（1 橋あたり 2.1 箇所）、ポステン中空床版で 22 橋中 25 箇所（1 橋あたり 1.1 箇所）、ポステン箱桁で 21 橋中 130 箇所（1 橋あたり 6.2 箇所）となっており、ポステン箱桁に多い。これは、PC ポステン箱桁では、隔壁など施工手順から新コンクリートが旧コンクリートからの拘束を受ける部材が、ポステン T 桁やポステン中空床版に比べて多いことが関係していると考えられる。また，ポステン箱桁は，ポステン T 桁やポステン中空床版と異なり，桁を分割施工する場合が多いことも要因と思われる。**表-2.3.5**（P33）に、ポストテンション桁の初期変状パターン（**表-2.3.9**（P37～P46）に示す PC 橋の 31 種類の初期変状パターン）と初期変状の程度（ひび割れ幅）の関係を整理した結果を示す。**表-2.3.6～表-2.3.8**（P34～P36）に、**表-2.3.5** の橋梁形式毎（ポステン T 桁、ポステン中空床版、ポステン箱桁）の内訳を示すが、ポステン箱桁では、隔壁・横桁に発生する【25】【26】及び下床版に発生する【4】の 3 パターンの初期変状が 50 箇所で発生しており、ポステン T 桁（3 パターン合計 0 箇所）、ポステン中空床版（3 パターン合計 2 箇所）に比べて多い結果となっており、この考察と整合している。

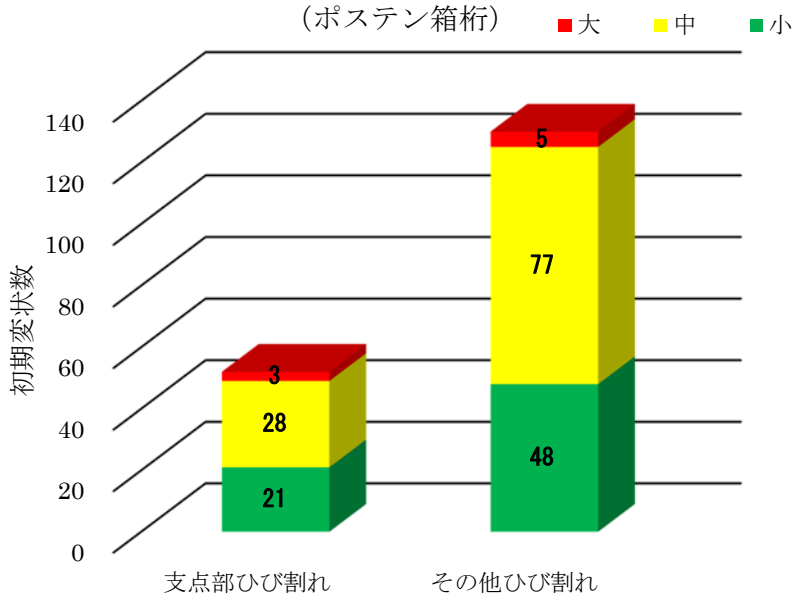
ひび割れの程度を表す指標としては、ひび割れ深さとひび割れ幅があり、ひび割れ深さとひび割れ幅は関係を有すると考えられる。本研究では、ひび割れの評価の観点からはひび割れ深さに着目しているものの、ひび割れ幅は、近接目視により容易に直接計測することが可能であり、点検調書においても記録されていること、中性化や塩化物の浸透との関

係についても、ひび割れ幅に着目したデータが多いことから、ここではひび割れ幅に着目しデータの整理を実施した。ひび割れ幅の区分は、ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れを大、0.1mm 以上 0.2mm 未満のひび割れを中、0.1mm 未満のひび割れを小としている。**表-2.3.5** から、標準的なかぶり（35mm）の場合において一般に耐久性能に影響を与えると考えられているコンクリート表面でのひび割れ幅が 0.2mm 以上のひび割れ[4) 5) など]（大に区分されるひび割れ）は、ポステン T 桁、ポステン中空床版、ポステン箱桁の全体の初期変状（325 箇所）のうち 13 箇所で、その割合は 4.0%（13/325）であり、少ないことがわかる。さらに、このうち、PC 橋に多く発生している 9 パターンの初期変状パターン（**表-2.3.3** に示す 9 パターンであり、**表-2.3.5** の黄色及び赤色で着色した変状パターン）のうち、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れである【6】【11】【22】の 3 パターン（**表-2.3.5** の赤色で着色した変状パターン）では、0.2mm 以上のひび割れは 0 箇所となっている。

表-2.3.4　ポストテンション桁の初期変状発生位置及び初期変状程度







変状程度
（ひび割れ程度）

■大･･･ひび割れ幅が0.2mm 以上

■中･･･ひび割れ幅が0.1mm 以上 0.2mm 未満

■小･･･ひび割れ幅が0.1mm 未満

変状程度
（ひび割れ程度）

■大･･･ひび割れ幅が0.2mm 以上

■中･･･ひび割れ幅が0.1mm 以上 0.2mm 未満

■小･･･ひび割れ幅が0.1mm 未満

変状程度
（ひび割れ程度）

■大･･･ひび割れ幅が0.2mm 以上

■中･･･ひび割れ幅が0.1mm 以上 0.2mm 未満

■小･･･ひび割れ幅が0.1mm 未満

表-2.3.5　ポストテンション桁の初期変状パターンと初期変状の程度

初期変状パターン	初期変状数（発生箇所数）	初期変状程度の内訳（発生箇所数）		
		■小（ひび割れ幅が0.1mm未満）	■中（ひび割れ幅が0.1mm以上0.2mm未満）	■大（ひび割れ幅が0.2mm以上）
【1】	3	2	1	0
【2】	0	0	0	0
【3】	29	13	14	2
【4】	8	4	3	1
【5】	3	0	3	0
【6】	10	6	4	0
【7】	0	0	0	0
【8】	0	0	0	0
【9】	8	4	4	0
【10】	0	0	0	0
【11】	29	23	6	0
【12】	41	18	23	0
【13】	26	12	13	1
【14】	2	1	1	0
【15】	5	2	3	0
【16】	15	3	9	3
【17】	4	0	4	0
【18】	1	0	0	1
【19】	11	9	2	0
【20】	36	3	33	0
【21】	3	0	3	0
【22】	19	13	6	0
【23】	8	5	1	2
【24】	1	1	0	0
【25】	38	5	33	0
【26】	8	1	7	0
【27】	4	0	3	1
【28】	9	4	4	1
【29】	4	0	3	1
【30】	0	0	0	0
【31】	0	0	0	0
合計	325	129	183	13

赤色網掛け：表-2.3.3 に示すひび割れパターンの内、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れ

黄色網掛け：表-2.3.3 に示すひび割れパターンの内、上記以外のひび割れ

表-2.3.6　31 種類の初期変状パターンと初期変状程度（ポステン T 桁）

初期変状パターン	初期変状程度（損傷度）			
	初期変状数（発生箇所数）	■小（ひび割れ幅が 0.1mm 未満）	■中（ひび割れ幅が 0.1mm 以上 0.2mm 未満）	■大（ひび割れ幅が 0.2mm 以上）
【1】	0	0	0	0
【2】	0	0	0	0
【3】	1	0	1	0
【4】	0	0	0	0
【5】	0	0	0	0
【6】	0	0	0	0
【7】	0	0	0	0
【8】	0	0	0	0
【9】	0	0	0	0
【10】	0	0	0	0
【11】	3	0	3	0
【12】	0	0	0	0
【13】	0	0	0	0
【14】	0	0	0	0
【15】	0	0	0	0
【16】	0	0	0	0
【17】	0	0	0	0
【18】	0	0	0	0
【19】	0	0	0	0
【20】	36	3	33	0
【21】	0	0	0	0
【22】	16	10	6	0
【23】	1	1	0	0
【24】	0	0	0	0
【25】	2	1	1	0
【26】	0	0	0	0
【27】	0	0	0	0
【28】	0	0	0	0
【29】	0	0	0	0
【30】	0	0	0	0
【31】	0	0	0	0

赤色網掛け：**表-2.3.3** に示すひび割れパターンの内、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れ

黄色網掛け：**表-2.3.3** に示すひび割れパターンの内、上記以外のひび割れ

表-2.3.7　31 種類の初期変状パターンと初期変状程度（ポステン中空床版）

初期変状パターン	初期変状程度（損傷度）			
	初期変状数（発生箇所数）	■小（ひび割れ幅が 0.1mm 未満）	■中（ひび割れ幅が 0.1mm 以上 0.2mm 未満）	■大（ひび割れ幅が 0.2mm 以上）
【1】	2	2	0	0
【2】	0	0	0	0
【3】	7	3	4	0
【4】	2	0	1	1
【5】	2	0	2	0
【6】	7	4	3	0
【7】	0	0	0	0
【8】	0	0	0	0
【9】	1	0	1	0
【10】	0	0	0	0
【11】	1	1	0	0
【12】	26	16	10	0
【13】	6	5	0	1
【14】	0	0	0	0
【15】	5	2	3	0
【16】	6	2	3	1
【17】	1	0	1	0
【18】	1	0	0	1
【19】	11	9	2	0
【20】	0	0	0	0
【21】	3	0	3	0
【22】	0	0	0	0
【23】	0	0	0	0
【24】	1	1	0	0
【25】	0	0	0	0
【26】	0	0	0	0
【27】	2	0	1	1
【28】	0	0	0	0
【29】	0	0	0	0
【30】	0	0	0	0
【31】	0	0	0	0

赤色網掛け：**表-2.3.3** に示すひび割れパターンの内、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れ

黄色網掛け：**表-2.3.3** に示すひび割れパターンの内、上記以外のひび割れ

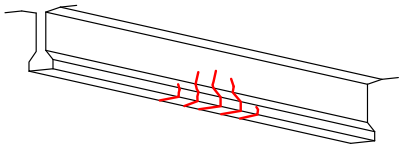
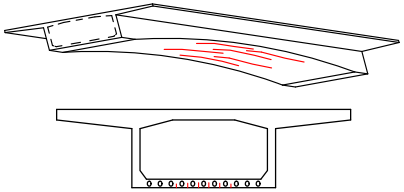
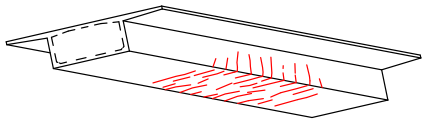
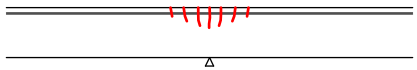
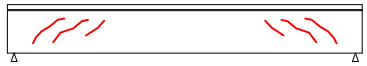
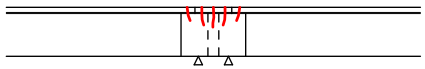
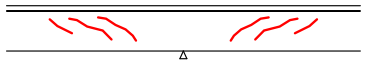
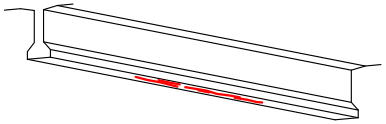
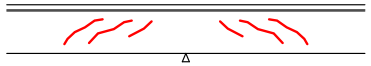
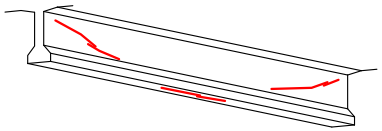
表-2.3.8　31 種類の初期変状パターンと初期変状程度（ポステン箱桁）

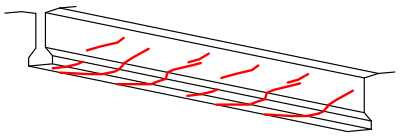
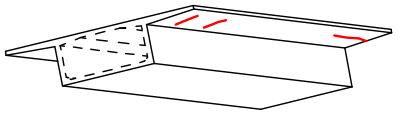
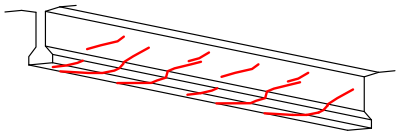
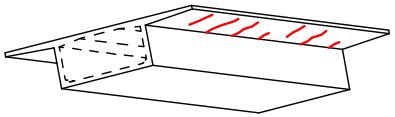
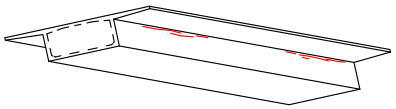
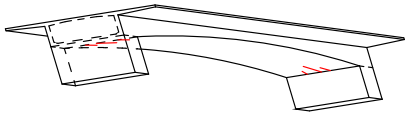
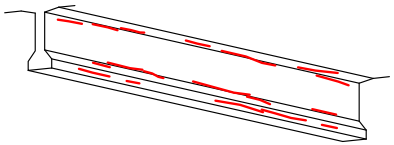
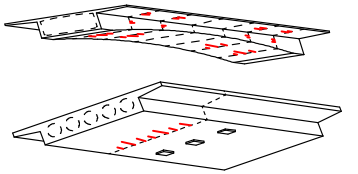
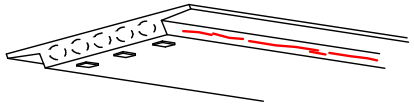
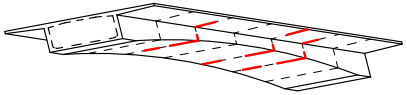
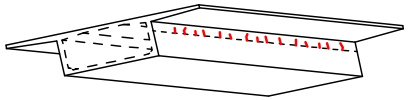
初期変状パターン	初期変状程度（損傷度）			
	初期変状数（発生箇所数）	■小（ひび割れ幅が 0.1mm 未満）	■中（ひび割れ幅が 0.1mm 以上 0.2mm 未満）	■大（ひび割れ幅が 0.2mm 以上）
【1】	1	0	1	0
【2】	0	0	0	0
【3】	21	10	9	2
【4】	6	4	2	0
【5】	1	0	1	0
【6】	3	2	1	0
【7】	0	0	0	0
【8】	0	0	0	0
【9】	7	4	3	0
【10】	0	0	0	0
【11】	25	22	3	0
【12】	15	2	13	0
【13】	20	7	13	0
【14】	2	1	1	0
【15】	0	0	0	0
【16】	9	1	6	2
【17】	3	0	3	0
【18】	0	0	0	0
【19】	0	0	0	0
【20】	0	0	0	0
【21】	0	0	0	0
【22】	3	3	0	0
【23】	7	4	1	2
【24】	0	0	0	0
【25】	36	4	32	0
【26】	8	1	7	0
【27】	2	0	2	0
【28】	9	4	4	1
【29】	4	0	3	1
【30】	0	0	0	0
【31】	0	0	0	0

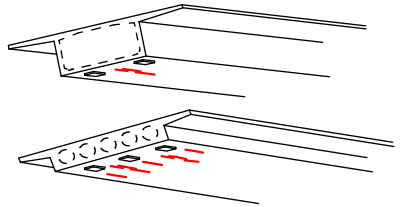
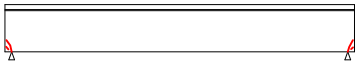
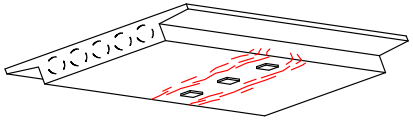
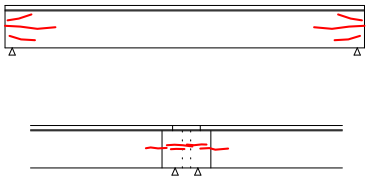
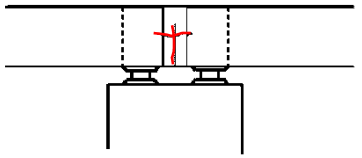
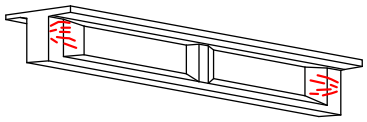
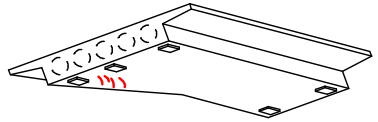
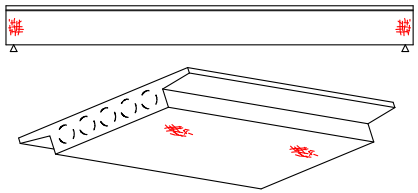
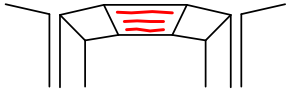
赤色網掛け：表-2.3.3 に示すひび割れパターンの内、プレストレスの導入方向と直交する方向のひび割れ

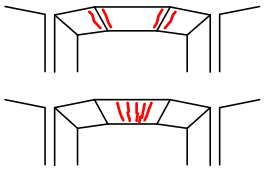
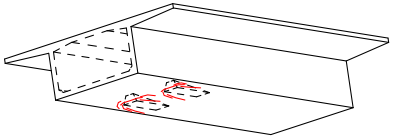
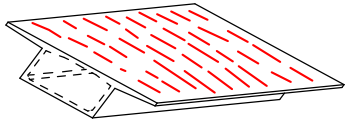
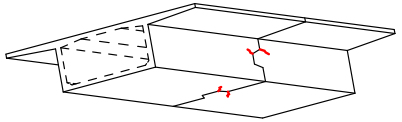
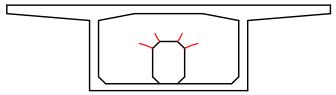
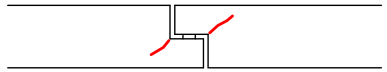
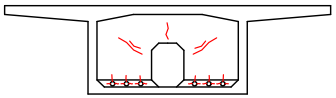
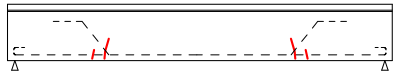
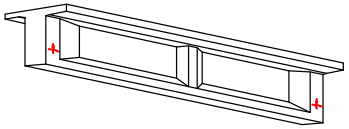
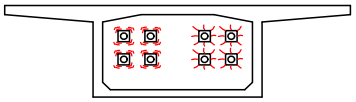
黄色網掛け：表-2.3.3 に示すひび割れパターンの内、上記以外のひび割れ

表-2.3.9　31 種類の初期変状パターン

初期変状パターン（新分類）	主な発生部位	ひびわれパターン		ひびわれ概要図	初期変状パターン（新分類）	主な発生部位	ひびわれパターン		ひびわれ概要図
【1】	PC 主桁 支間中央	①	主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひびわれ		【4】	PC 箱桁 支間中央	⑬	変断面桁の下ﾌﾗﾝｼﾞのPC 鋼材に沿ったひびわれ	
	RC･PRC 主桁 支間中央	①	主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひびわれ		【5】	ｺﾝｸﾘｰﾄ主桁 その他	⑩	桁の腹部に規則的な間隔で鉛直方向のひびわれ	
【2】	PC 連続桁 中間支点部	⑧	連続桁中間支点部の上側の鉛直ひびわれ		【6】	PC 主桁 支間 1/4	④	支点付近の腹部に斜めに発生しているひびわれ	
	ﾌﾟﾚﾃﾝ連結桁 中間支点部	⑧	連結桁中間支点部の上側の鉛直ひびわれ			PC 主桁 支間 1/4	⑮	PC 連続中間支点付近の半曲部の PC 鋼材曲げ上げに直交するひびわれ	
【3】	PC 桁 支間中央 （施工目地部を除く）	②	主桁下面橋軸方向ひびわれ		【7】	PC 主桁 支間 1/4	⑭	PC 連続中間支点付近の半曲部の PC 鋼材に沿ったひびわれ	
	PC 主桁 その他	⑳	ｼｰｽに沿って生じるひびわれ						

【8】	PC 主桁 その他	⑫	桁全体に斜め 45° 方向のひびわれ		【11】	PC 主桁支間 1/4 支点部	[32]	上フランジ下面に発生している橋軸方向あるいは橋軸直角方向のひび割れ	
	RC･PRC 主桁 その他	⑫	桁全体に斜め 45° 方向のひびわれ			PC 主桁 支間全体	[33]	規則的な間隔で張出床版下面に発生している橋軸直角方向ひび割れ	
【9】	ｺﾝｸﾘｰﾄ主桁 その他	⑪	ｳｪﾌﾞと上ﾌﾗﾝｼﾞの接合点付近の水平方向のひびわれ		【12】	ラーメン橋 柱頭部	[22]	柱頭部桁下面の橋軸方向ひび割れ	
【10】	PC 主桁 その他	⑰	主桁側面に水平方向に発生しているひびわれ		【13】	PC 主桁 打ち継ぎ部	[23]	打ち継ぎ部付近の主桁下面縦方向ひびわれ	
	PC 主桁 その他	[29]	桁腹部に発生している水平方向のひび割れ		【14】	PC 主桁 打継ぎ部	[24]	打継ぎ面に発生するひび割れ	
【11】	ｺﾝｸﾘｰﾄ主桁 支間中央部	⑱	主桁上ﾌﾗﾝｼﾞ付近						
	PC 主桁 支間全体	[30]	水平打継ぎ部付近の主桁側面に発生している鉛直方向ひび割れ						

15】	ｺﾝｸﾘｰﾄ主桁 支点部	⑤	支承上桁下面･側面に鉛直に発生しているひびわ		【18】	PC 箱桁橋 端支点横桁	[21]	端支点横桁下面の橋軸方向ひび割れ	
		⑥	支承上から斜めに側面に発生しているひびわれ						
	PC 主桁 端支点部	[31]	主桁側面上方に発生している鉛直･斜め･水平方向のひび割れ		【19】	PC 主桁 中間支点部 （連続桁）	[25]	桁下面の直角方向および桁腹の鉛直方向ひび割れ	
【16】	PC 主桁 端支点部 連結支点部	⑲	主桁の腹部あるいは連結部横締め跡打ちコンクリートに発生する水平方向のひび割れ		【20】	中間支点部 （連結桁）	[25]	桁下面の直角方向および腹部の鉛直方向ひび割れ	
	PC 主桁 支点部	[27]	桁腹部に発生している放射状のひび割れ		【21】	PC 主桁 端支点部	[26]	拡幅を有する主桁の拡幅部下面に発生しているひび割れ	
【17】	ｺﾝｸﾘｰﾄ主桁その他	⑨	亀甲状、くもの巣状のひびわれｺﾝｸﾘｰﾄ表面の微細ひびわれ		【22】	PC 主桁 支間全体	[34]	規則的な間隔で連続床版下面に発生している橋軸直角方向ひび割れ	

【23】	PC 主桁 支間全体	[35]	連続床版下面に発生している橋軸方向ひび割れ		【29】	PC 主桁 定着突起前面	⑯	PC 鋼材定着部（定着突起）付近	
【24】	PC 主桁 支間全体	[36]	規則的な間隔で床版上面に発生している橋軸直角方向ひび割れ		【30】	PC 主桁 ｾｸﾞﾒﾝﾄ 接合部	[37]	コンクリートせん断キー基部から斜めに発生しているひび割れ	
【25】	ｺﾝｸﾘｰﾄ主桁 開口部近傍	[38]	開口部の隅角部のひび割れ		【31】	RC 桁 支点部	⑦	ゲルバー部のひびわれ	
【26】	PC 主桁外ｹｰﾌﾞﾙ偏向部	[39]	偏向部あるいは偏向壁に発生している鉛直・斜め・水平方向のひび割れ		RC 限定	RC・PRC 主桁 支間 1/4	③	主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひびわれ	
【27】	PC 主桁 定着体後埋め部	[28]	桁腹部に発生している鉛直方向と水平方向のひび割れ						
【28】	PC 主桁 外ｹｰﾌﾞﾙ定着部	[40]	定着部付近に発生している鉛直・斜め・水平方向のひび割れ						

2.4 まとめ（初期変状要因の推定）

2.2～2.3 の検討（定期点検結果の整理や技術基準等の変遷調査等）により得られた知見を以下にまとめる。

- PC 橋が初めて施工された 1950 年頃から現在に至るまで、PC 橋の初期変状抑制を目的とした対策については、課題が認識される都度、新たな知見を反映し技術基準を改定したり、施工方法の改善や施工管理の強化をするなどにより対策がとられ、変状発生リスクを低減するための対策が段階的に導入されてきている。
- プレストレス導入方向と直行する方向のひび割れは、プレストレス導入方向に平行なひび割れと比べて少なく、これは設計で達成しようとしていた状況と整合している。
- 初回点検における対象橋梁数に占める初期変状発生橋梁数の割合と、全点検における対象橋梁数に占める変状発生橋梁数の割合はほぼ同程度であることから、PC 橋においては初期変状を抑制することは大きな効果がある。
- 0.2mm 以下のひび割れを含めると、初期変状は調査対象である 161 橋中 58 橋（36.0%）に生じており、初期変状（ひび割れ）は、決して小さくない割合で生じている。
- 初期変状は、プレテンション桁とポストテンション桁を比べると、変状が発生した橋梁 58 橋のうち、53 橋がポストテンション桁であり、その比率は 9 割以上で圧倒的に多い。一般的に工場で製作されるプレテンション桁に比べ現場で架設されることの多いポストテンション桁は、架設地の気象変動などの環境条件や養生期間等の施工条件の影響を大きく受けると考えられ、このことが要因となっている可能性がある。
- 初期変状は、桁端部に比較的多い。桁端部は、一般的に PC 鋼材が定着されプレストレス導入による局所応力の生じやすい部位であること、比較的マスコンクリートとなり内部拘束（水和熱）の影響を受けやすい部位であることが要因として考えられる。
- 初期変状パターンのうち、特に多い変状パターンは 9 パターン（**表-2.3.3 参照**）であり、その主な発生部位は、施工手順により新コンクリートが旧コンクリートの拘束を受けやすい部位（隔壁などの後打ち部や施工継目）やマスコンクリートとなり易い部位（柱頭部や支点部）及び PC 鋼材の定着具付近や PC 鋼材に沿った部位であった。

以上より、初期変状の発生部位や橋梁形式別の発生傾向、施工手順との関係から、初期変状の発生に影響を与えており、かつ設計や施工の方法に大きく依存する可能性があるものとして、以下の 4 項目が考えられる。

- 「外部拘束（打継目）」
- 「内部拘束（水和熱）」

・「PC 鋼材配置（局所応力、プレストレス分力）」
・「施工条件（環境条件、養生期間、架設方法等）」

したがって、初期変状発生のリスクを低減するためには、これらの項目が変状発生リスクに与える影響を評価し、その影響を低減する対策について検討する必要があると考えられる。

【２章の参考文献】

1) 国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 第 910 号,土木研究所 共同研究報告書第 468 号，プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その１），2016
2) 橋梁定期点検要領（案），国土交通省，2004
3) 設計施工指針の改訂と PC 橋の現況（最近におけるプレストレストコンクリート），猪股俊司，公益社団法人 土木学会，1961
4) マスコンクリートのひび割れ制御指針，公益社団法人 日本コンクリート工学会，2016
5) 2012 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，公益社団法人 土木学会，2012
6) コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2013-，公益社団法人 日本コンクリート工学会，2013

３章　初期変状として多いひび割れの要因と対策に関する検討

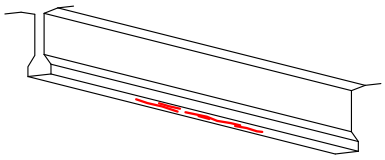
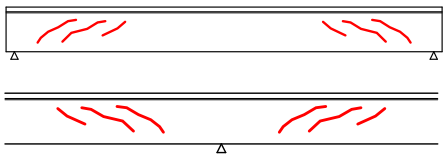
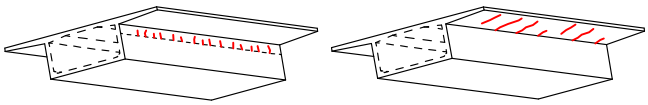
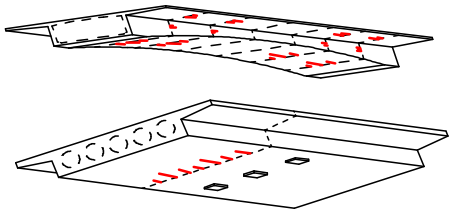
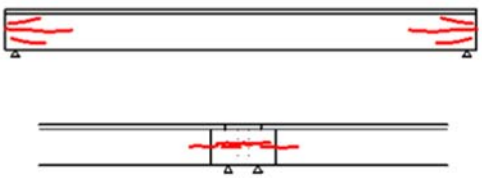
3.1 検討概要（対象とする初期変状）

2 章では、橋梁定期点検結果の分析（初期変状の発生部位や橋梁形式別の発生傾向等）から、初期変状発生の主要因として、「外部拘束（打継目）」「内部拘束（水和熱）」「PC 鋼材配置（局所応力、プレストレス分力）」「施工条件（環境条件、養生期間、架設方法等）」の影響が大きいと考えられた。初期変状発生リスクを合理的に低減するためには、これらの項目が変状発生リスクに与える影響を評価し、初期変状発生に与える影響が大きなものの影響を低減するための対策について検討する必要があると考えられる。従って、ここでは主たる初期変状要因と疑われた前述の 4 項目（「外部拘束」「内部拘束」「PC 鋼材配置」「施工条件」）が初期変状発生リスクに与える影響の大きさについて確認を行うとともに、初期変状発生リスクを低減するための対策について、主に以下について検討を行う。

・「施工条件」が与える影響等を把握するための実橋計測とその再現解析
・変状発生の主要因と疑われる「外部拘束」「内部拘束」「PC 鋼材配置」に影響すると考えられる部材寸法、コンクリート配合、環境条件等をパラメータとした解析

ここで、上述の検討の対象は、橋梁定期点検結果の分析により、初期変状パターンの分類において変状発生割合が特に多かった 9 パターンの初期変状（**表-2.3.3** 参照）のうち、「外部拘束」「内部拘束」「PC 鋼材配置」「施工条件」が主要因と疑われ、耐荷性能における設計の前提条件との乖離が大きいと考えられる**表-3.1.1**に示す5パターンの初期変状（2 章の**表-2.3.9** に示す PC 橋の変状 31 種類パターンのうち**【3】【6】【11】【13】【16】**）とする。

表-3.1.1　対象とする初期変状

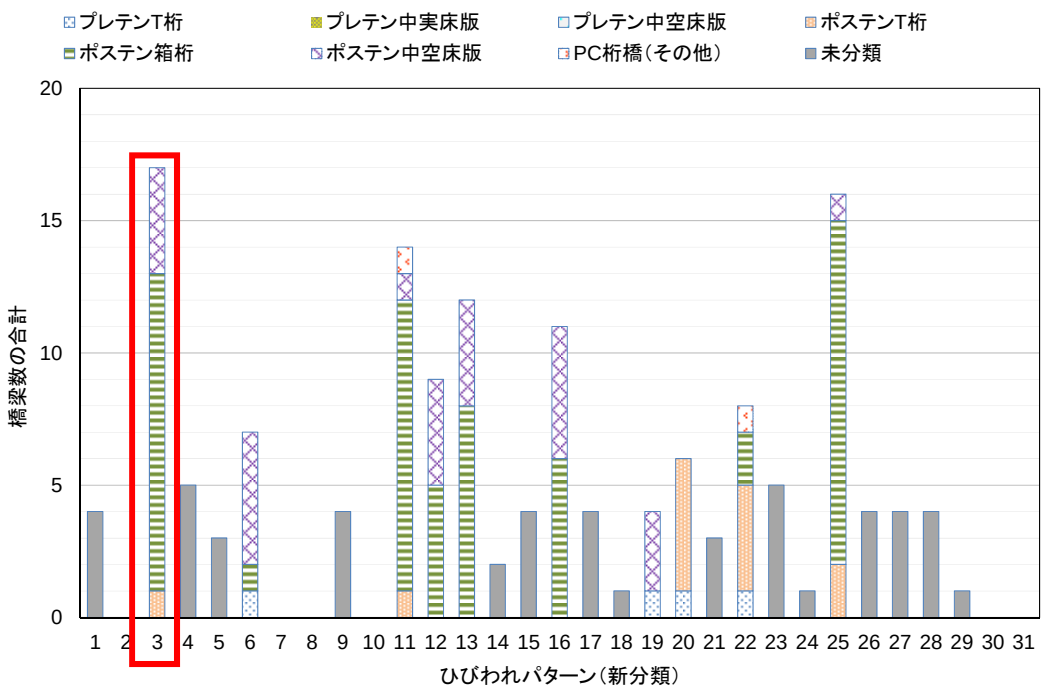
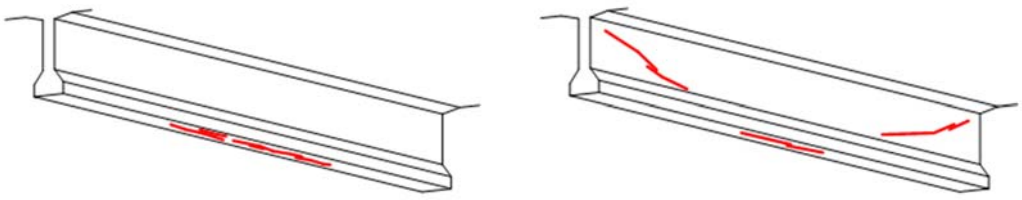
初期変状パターン	主な検討節番号
【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ 	3.2
【6】支点付近のウェブ斜めひび割れ 	3.7
【11】ウェブとフランジの打継目近傍の直角方向ひび割れ 	3.3 3.4
【13】主桁鉛直打継目の橋軸方向ひび割れ 	3.3 3.5
【16】端支点部ウェブの水平～放射状ひび割れ 	3.6

3.2 主桁下面の橋軸方向ひび割れ

2.3 では、平成 20～24 年度に実施された初回点検で確認された変状を 31 種類の初期変状パターンに分類している。ここでは、変状発生割合が多い初期変状パターンの一つとして、初期変状パターン【3】に分類された「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」についての検討を行う。

表-3.2.1 に初期変状パターンの分類結果と初期変状パターン【3】のひび割れ概要図を示す。初期変状パターンの分類結果より、【3】に分類される「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」が最も多い結果となっており、全 17 橋のうち 12 橋が「ポステン箱桁」、4 橋が「ポステン中空床版」となっていることがわかる。

表-3.2.1　初期変状パターンの分類結果と初期変状パターン【3】

<table>
<tr>
<td>初期変状パターン分類結果</td>
<td> 
</td>
</tr>
<tr>
<td>初期変状パターン【3】</td>
<td>【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ
 
</td>
</tr>
</table>

「主桁下面橋軸方向ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」の発生要因を出来るだけ幅広く挙げれば、主方向鉄筋や PC 鋼材の腐食（グラウトの充てん不良）、不良骨材（ASR）、乾燥収縮（自己収縮）、PC 鋼材配置（変断面箱桁での腹圧力、定着部の局所応力）など複数の要因の影響が挙げられる。そのため、ここでは「主桁下面橋軸方向

ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」について、既往の解析や検討事例の文献調査を行い、その発生要因の分析を行った。

また、初期変状パターン【3】が発生していた構造形式は、「ポステン箱桁」が最も多く（12/17 橋）、構造的な要因である「桁高変化のある桁の下床版に PC 鋼材を配置することにより生じた腹圧力」が初期変状発生の主要因と疑われる事例も散見された。初期変状の発生要因が構造的要因に起因するものであれば、設計段階においてその影響を適切に考慮することにより、効果的に初期変状リスクを低減することが可能と考えられる。そのため、ここでは、初回点検において、「腹圧力」の影響が主要因と疑われた初期変状に着目し、変状事例を分析するとともに、構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間など）が変状発生に及ぼす影響についても検討を実施した。

3.2.1 文献調査

「主桁下面橋軸方向ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」に関する文献を調査し、ひび割れの損傷事例とその要因を分析した。調査した文献は下記の論文集や雑誌に掲載されている論文や報文である。

（1）調査した文献

・プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート工学会

（文献調査期間：1990 年から 2014 年）

・プレストレストコンクリート，プレストレストコンクリート工学会

（文献調査期間：2000 年から 2015 年）

・コンクリート工学年次論文報告集，日本コンクリート工学会

（文献調査期間：1990 年から 2015 年）

（2）調査結果

文献調査では、ひび割れの状態やその発生要因を整理し、一覧表に整理した。文献の調査結果を**表-3.2.2（1）～（3）**に示す。

（3）調査結果のまとめ

調査結果より、ひび割れの発生要因としては、下記のような要因が主であった。

① PC グラウトの未充填に伴う水の凍結融解と塩害による鋼材腐食

② コンクリートのアルカリシリカ反応

③ グラウトとコンクリートの熱膨張率の相違による、外気温変化に伴う熱膨張

④ プレストレスによる腹圧の影響

⑤ ケーブル緊張による定着部付近の引張応力や定着突起部の局部応力

今回調査した文献では、「主桁下面橋軸方向ひび割れ」および「シースに沿って生じるひび割れ」は、ほとんどがポステン T 桁橋の事例であるが、そのひび割れ発生要因は、①PC グラウトの未充填に伴う水の凍結融解と塩害による鋼材腐食がもっと多く、次に、②コンクリートのアルカリシリカ反応によるものが多かった。

PC 箱桁橋の事例では、ひび割れ発生要因は④と⑤であった。

⑤ケーブル緊張による定着部付近の引張応力によるひび割れは、ほとんどがウェブに発生していた。また、⑤定着突起部の局部応力によるひび割れは、下床版の定着突起部から斜め方向に発生していた。

このように、今回の文献調査で確認されたひび割れは、ほとんどが PC 箱桁橋の下床版の橋軸方向に発生したひび割れではなかったが、文献 No.19 では、下床版の橋軸方向に発

生したひびわれの発生要因を、FEM 解析により検証し、④プレストレスによる腹圧力の影響によるものと報告している。

表-3.2.2（1）　文献調査結果

文献No.	分類	出典	著者	文献名	本報告書における調査結果		
					概要	ひび割れの要因	桁形式
1	ひび割れ事例	PCシンポ-Vo.l.1-1990	太田利隆，堺孝司，佐々木慎一，高柴保明	10年間海岸に暴露したPC桁の劣化度調査	北海道地域におけるグラウトの品質不良および充填不良に起因すると思われるシースに沿った損傷が確認された。このひび割れがPC桁に及ぼす影響を調査するため，PC桁供試体の暴露試験が実施された。グラウトのW/Cは充填状態の差として現れ，W/Cの大きなグラウトではPC鋼材の腐食が顕著となり，シースに沿ったひび割れを誘発し耐久性の低下につながると報告されている。	①グラウトの品質不良及び充填不良	PC桁（供試体）
2	ひび割れ事例	PCシンポ-Vo.l.1-1990	下村亘，久松光世，林下敦	草創期におけるPC鉄道橋（光弦橋）の性状調査について	昭和28年に建設されたPC鉄道橋（ポストテンション方式のセグメント桁）の解体検査および載荷試験について報告している。解体調査の結果，NO.1の桁に40本のPC鋼線のうち7本が腐食破断していた。これらはグラウトの未充填に起因するものであった。グラウト充填が十分な桁については，十分な耐荷力があることが確認されており，グラウトの重要性について再確認された。	①グラウトの未充填	セグメント桁橋
3	ひび割れ事例	PCシンポ-Vo.l.17-2008	根本洋，岡崎健一，吉沢勝，林成浩	PC上部工のひび割れ損傷と対策	平成7年に完成した首都高速道路神奈川線のPC中空床版橋の側面および底面に橋軸方向のひび割れが確認された。この原因として，調査結果からアルカリシリカ反応が確認された。	②アルカリシリカ反応	中空床版橋
4	ひび割れ事例	PCシンポ-Vo.l.21-2012	小林崇，北野勇一，花井拓，木村嘉冨	既設PC橋のグラウト充填状況がPC鋼材の腐食に与える影響	橋齢40年を超えるPC橋を対象にグラウト充填状況の実態およびグラウトの充填状況がPC鋼材の腐食に与える影響の調査結果について述べている。グラウトの充填が良好な場合，過酷な塩害環境以外では，相当の防食効果が発揮されていた。グラウト充填が不完全な場合でも，水が侵入しない状況ではPC鋼材は腐食しない。一方，過酷な塩害環境下ではグラウト充填が不完全な箇所では，PC鋼材の著しい腐食（質量減少率10%超）と素線破断が確認された。	①グラウトの充填不良	ポステンT桁橋
5	ひび割れ事例	PCシンポ-Vo.l.22-2013	小林崇，國冨康志，本間英貴，木村嘉冨	グラウト充填状況が既設PC橋の外観変状に及ぼす影響	昭和36年に架設されたポストテンションT桁橋を対象にシースに沿った下縁および腹部のひび割れの原因について調査した結果について述べている。原因として，1)シース内空隙部に浸透した水の凍結膨張，2)グラウト注入前のシース内に入った水の凍結膨張，3)プレストレスやグラウト注入圧による横ひずみ，4)アルミ粉末による膨張圧，5)コンクリートとグラウトの熱膨張率，乾燥収縮の相違による内圧，7)コンクリートの劣化（例えば，アルカリシリカ反応）が考えられたが，今回の調査では1)の事象のみが確認された。グラウトが充填されているPC桁のひび割れの原因については特定できなかった。	①グラウトの充填不良に伴うシース内の水の凍結膨張	ポステンT桁橋
6	ひび割れ事例 （FEM解析検討有り）	PCシンポ-Vo.l.23-2014	櫻井義之，國冨康志，谷口秀明，木村嘉冨	PCT桁橋の桁下面に発生した縦ひび割れ原因に関する解析的検討	文献NO.5の報告書の続編である。前回調査で特定できなかったシースに沿ったPC桁下面のひび割れの原因についてFEM解析による検証を実施した。その結果，グラウトが充填されているPC桁のシースに沿ったひび割れの原因として，5)コンクリートとグラウトの熱膨張率の相違による外気温変化に伴う膨張量が最も影響度が高いことを特定した。ただし，この現象はPC鋼材のかぶりが小さい場合に顕著であり，十分なかぶりが確保される場合はそのリスクが小さくなるとも言及している。	③コンクリートとグラウトの熱膨張率の相違による外気温変化に伴う熱膨張	ポステンT桁橋
7	ひび割れ事例 （FEM解析検討有り）	PCシンポ-Vo.l.23-2014	小林崇，中西昌洋，北野勇一，本間英貴	PCT桁橋の桁腹部に発生したシース沿いひび割れ原因に関する解析的検討	文献NO.6の報告書と同様に文献NO.5の続編である。シースに沿ったひび割れのうちグラウト充填が十分なPC桁の腹部に発生したものについて言及している。この原因として，文献NO.5と同様にコンクリートとグラウトの熱膨張率の相違の他，PC鋼材の曲上げ角度がコンクリートの引張応力を誘発することを特定している。特に，PC桁で上縁定着を実施していたPC桁に顕著であり，報告書ではその現象についてFEM解析を用いて検証している。	③コンクリートとグラウトの熱膨張率の相違による外気温変化に伴う熱膨張 ⑤PC鋼材の曲げ上げ角度による引張応力の影響（ウェブのひびわれ）	ポステンT桁橋

表-3.2.2（2）　文献調査結果

文献No.	分類	出典	著者	文献名	本報告書における調査結果		
					概要	ひび割れの要因	桁形式
8	ひび割れ事例	ﾌﾟﾚｺﾝ-Vol45-No1-2003	石橋忠良	PC鉄道構造物の劣化事例と対策	高度成長期のPC桁で、主ケーブルのグラウトし忘れやグラウトが不完全なものに、桁下面に縦方向のひび割れやかびなどの汚れが目につくなどの変化が生じていることがあるとの記述有り.	①グラウトの未充填や充填不良	各種桁形式
9	ひび割れ事例	ﾌﾟﾚｺﾝ-Vol55-No1-2013	中村一樹	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄT桁橋の劣化損傷の特殊事例	PC鋼材に瀝青材を塗布したアンボンドポステン方式のPCT桁の劣化事例の記述有り.		ポステンT桁橋
10	ひび割れ事例	ﾌﾟﾚｺﾝ-Vol55-No6-2013	井隼俊也、崎谷和也 渡瀬　博、藤原規雄	既設ﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝPCT桁の補修について	ASRとグラウト充填不足によるひび割れ発生事例などと補修方法の提示	①グラウトの充填不足 ②ASR	ポステンT桁橋
11	ひび割れ事例	ﾌﾟﾚｺﾝ-Vol55-No6-2013	木村嘉富	撤去PC橋梁を用いた臨床研究	撤去桁共同研究のうち、初頭の調査結果例を土研が発表したもの		I桁橋
12	ひび割れ事例	ﾌﾟﾚｺﾝ-Vol57-No2-2015	井川敏満	PCﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝT桁橋の点検と診断	1970年竣工のポステンT桁のひび割れ調査結果報告		ポステンT桁橋
13	ひび割れ事例 （FEM解析検討有り）	ﾌﾟﾚｺﾝ-Vol57-No3-2015	宇津木一弘	張出し施工ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ橋のひび割れ調査報告	3径間連続PC1室箱桁橋のウェブ、定着突起に発生したひび割れ調査報告。鋼材に沿ったひび割れ発生はケーブル緊張による引張り応力とされている。FEM解析結果は、定着突起部の解析結果のみ記載。	⑤ケーブル緊張による定着部付近の引張応力（ウェブのひびわれ）	PC箱桁橋
14	ひび割れ事例	JSCE論文集E2-Vol67-No4-2011	富山　潤、山田一夫 金田一男、伊良波繁雄 大城　武	ASR劣化したプレテンションPC桁の岩石学的検討に基づくASR診断および耐荷性能の評価	供用後約25年経過したASRを起こしたプレテンPC桁橋から、健全桁と劣化桁を切り出し、骨材の評価と静的載荷実験の結果を報告	②ASR	ポステンT桁橋
15	ひび割れ事例	JCI論文集-Vol12-No3-2001	椚山好幸、宮川豊章 野村勝義、枚本正信	局部的損傷を有するPC箱桁橋の健全度評価と考察	7径間連続PC1室ラーメン箱桁橋の、中間径間下フランジから外桁ウェブにかけて発生したひび割れに関する検討結果。ひび割れの発生原因は、緊張時にPC鋼棒緊張時に鋼棒カップラーがコンクリートに食い込む状態で割裂応力が作用し、くさび効果によりかぶりの薄い外側面にひび割れが発生したとされている。	⑤PC鋼棒緊張時に鋼棒カップラーがコンクリートに食い込む状態で割裂応力が発生	PC箱桁橋

注）
表では、
プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集を PC シンポ,
プレストレストコンクリートをプレコン,
コンクリート工学年次論文報告集を JCI 年次としている。
また、JSCE（土木学会）論文集と JCI（日本コンクリート工学会）論文集は、ひび割れ事例として追加で掲載

表-3.2.2（3）　文献調査結果

文献No.	分類	出典	著者	文献名	本報告書における調査結果		
					概要	ひび割れの要因	桁形式
16	ひび割れ事例	JCI年次-Vol18-No1-1996	佐々木慎一，堺孝司	グラウト不良により劣化したPC橋の調査と補修	ポステンPC単純けたに発生したシースに沿ったひび割れの原因はグラウト不良であることが判明した。その箇所は上縁に定着したケーブルであった。グラウト不良に対するグラウト(高炉スラグ微粉末)再注入の検討した結果が述べられている。	①グラウトの充填不良	ポステンT桁橋
17	ひび割れ事例	JCI年次-Vol21-No3-1999	田中良樹，河野広隆，渡辺博志，鈴木雅博	塩害を受けたプレテンションPC桁の耐荷性状	塩害劣化したPC桁の耐荷性状の検討が述べられている。 PC桁の耐荷力を検討するにはPC鋼材の破断欠損とPC鋼材の伸び性能を考慮する必要があることが述べられている。		プレテンT桁橋
18	ひび割れ事例	JCI年次-Vol22-No3-2000	田中良樹，河野広隆，渡辺博志，木村哲士	ﾎﾟｽﾄﾃﾝｼｮﾝPC桁の塩害劣化と耐荷力	塩害劣化したPC桁の耐荷性状の検討をした。 解体調査の結果，PC鋼材の曲げ上げ部は腐食によるPC鋼材の膨張により内部ひび割れが発生し，さらにPC鋼材の緊張による鉛直力やウェブ面外方向への水平力が加わるため，腐食が生じやすい箇所となることが述べられている。	①腐食によるPC鋼材の膨張による内部ひびわれ ④PC鋼材の曲線変化のための腹圧力	ポステンT桁橋
19	ひび割れ事例 （FEM解析検討有り）	JCI年次-Vol29-No3-2007	平安山良和，松下博通，大城武	海洋環境下に建設されたPC 箱桁橋のひび割れ事例の検証	ひび割れ要因はPC鋼材の曲線変化のために発生する腹圧力によるもの，定着突起部の局部応力と考えられることが述べられている。このひび割れパターンをFEM解析により検証し，PC 箱桁橋におけるひび割れ幅抑制対策の提案が述べられている。	④PC鋼材に曲線変化のための腹圧力 ⑤定着突起部の局部応力（斜め方向ひびわれ）	PC箱桁橋
20	ひび割れ事例	JCI年次-Vol30-No1-2008	尾花祥隆，鳥居和之	プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証	PC およびPCaにおけるASR 劣化の事例を部材の使用・環境条件や骨材の反応性，コンクリートの配合，養生条件などより検証した結果が述べられている。 上部では亀甲状のもの，下部ではPC鋼線に沿った水平方向のものが卓越することが述べられている。		各種PC構造
21	ひび割れ事例	JCI年次-Vol32-No2-2010	鴨谷知繁，森川英典，白川祐太	実橋の腐食ひび割れを考慮した塩害劣化PC橋の安全性低下予測	安全性評価手法が述べられている。 腐食減量率の小さい状態でもPC 鋼材の伸び性能は大きく低下するため，PC 桁が部材降伏する前に劣化PC 鋼材の破断が発生しやすいことが述べられている。		ポステンT桁橋
22	ひび割れ事例	JCI年次-Vol33-No1-2011	村上祐貴，内山拓也，井林康，田中泰司	塩害により損傷を受けた実橋プレテンションPC桁の耐荷性状	塩害劣化したPC桁の耐荷性状の検討が述べられている。 PC鋼材の破断を考慮した腐食率を用いることによりPC桁の残存曲げ耐力をある程度評価可能であることが述べられている。		プレテンI桁橋
23	ひび割れ事例	JCI年次-Vol33-No1-2011	湊俊彦，鳥居和之	北陸地方におけるASR が発生したPC 橋の詳細調査	ASR が発生したPC 橋の維持管理における基本的な考え方を提案が述べられている。プレテン桁では下フランジに沿ったひび割れが認められ，ﾎﾟｽﾃﾝ桁では，下フランジから桁端定着部にかけて曲げ上げたPC 鋼線に沿ったひび割れが認められたことが述べられている。	②ASR	各種PC構造
24	ひび割れ事例	JCI年次-Vol33-No1-2011	田中泰司，村上祐貴，内山拓也，井林康	鋼材腐食が生じたプレテンションPC桁の曲げせん断性能に関する実験的検討	腐食によって鋼材破断が生じた部分では，有効定着長を考慮することによって，プレストレス力もせん断耐力もおおむね安全側に評価可能となることが示されることが述べられている。		プレテンI桁橋
25	ひび割れ事例 （FEM解析検討有り）	JCI年次-Vol34-No1-2012	金城和久，富山潤，金田一男，車谷麻緒	ASR劣化したプレテンションPC桁の耐荷性能評価に関する数値解析的検討	ASR 劣化したプレテンションPC 桁の耐荷性能評価を数値解析的に行う場合，弾性係数及びプレストレスの低下を適切に考慮することで，耐荷性能を数値解析により評価可能であることが述べられている。	②ASR	プレテン中空床版橋
26	ひび割れ事例	JCI年次-Vol37-No2-2015	有馬直秀、深田宰史，玉田和也、森山守	塩害により撤去したPCT桁の載荷試験と維持管理手法に関する検討	塩害劣化したPCT桁を対象に損傷状況を把握するための各種試験を実施し，減衰定数は固有振動数と比較して損傷の程度がわかることが述べられている。		ポステンT桁橋

3.2.2 初回点検結果に基づく腹圧力の影響分析

（1）初回点検結果

表-3.2.3 に、調査期間において初回点検が実施された「ポステン箱桁」22 橋の一覧を示す。**表-3.2.3** をみると、初回点検結果を分類した結果、「ポステン箱桁」において、主桁下面（下床版）の橋軸方向ひび割れ（初期変状パターン【3】）が生じている事例は 22 橋のうち 12 橋（**表-3.2.3** で黄色及び赤色で着色された橋梁）であった。下床版に腹圧力が生じる構造条件となっている、桁高変化があり下床版の中央付近に PC 鋼材が配置されている橋梁は 22 橋中 5 橋あり、そのうち 4 橋（4/5 橋）において、ひび割れが生じていた。サンプル数は少ないものの腹圧力が下床版に生じたと考えられる橋梁においては、高い確率（80%）でひび割れが発生していることがわかる。

また、**表-3.2.4** に、初期変状パターン【3】が生じていた「ポステン箱桁」12 橋のひび割れについて、発生箇所による分類を行った結果を示す。ひび割れの発生箇所の分類としては、**表-3.2.4** 中に示している想定される主要因を勘案し、①打継目部、②下床版中央部③PC 鋼材中間定着部について着目し分類を行った。**表-3.2.4** をみると、ひび割れは、打継ぎ部 10 橋（10/12 橋）、ＰＣ鋼材中間定着部付近 2 橋（2/12 橋）、下床版中央部付近 4 橋（4/12 橋）にて発生している。部位毎の発生割合は、同一橋梁において、変状の発生箇所（及び発生要因）が異なる変状を複数有していた事例もあったことから、変状のあった延べ橋梁数全16橋を母数として､対象部位毎の発生橋梁を除すことにより算出している。例えば、母数は 1 橋の中に、打継目付近に発生していたひび割れと PC 鋼材中間定着部付近に発生していたひび割れの両方を有していた場合は、それぞれを計上し、2 橋として計上している。コンクリートの乾燥収縮に起因すると想定される①打継目付近のひび割れに比べて、構造的な要因による可能性が疑われる②下床版中央部及び③PC 鋼材中間定着部のひび割れは、ひび割れの発生橋梁数は少ないものの、発生しているひび割れの中で、ひび割れ幅が 0.2mm 以上のものの占める割合が大きい結果であった。なお、**表-3.2.4** 中に示している「変状程度」は、ひび割れ幅によりひび割れを区分したものであり、ひび割れ幅 0.2mm 以上を大、0.1～0.2mm を中、0.1mm 未満を小としている。

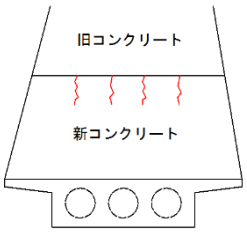
表-3.2.3　初回点検分析対象としたポステン箱桁の一覧

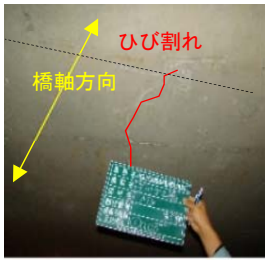
橋梁No.	構造形式	下床版に軸方向ひび割れがある	桁高変化がある	下床版中央付近にケーブルを配置している	下床版に定着突起を設けてPC鋼材定着している	下床版厚	施工方法	適用道示	備考
1	4径間連続PCラーメン箱桁橋	－	○	－	－	220mm	張出し架設		外ケーブル（波形）
2	5径間連続PCラーメン箱桁橋	○	－	－	－	220mm	張出し架設	H8道示	外ケーブル（波形）
3	2径間連続PCラーメン箱桁橋	○	－	－	－	220mm	張出し架設		外ケーブル（波形）
4	4径間連続PCラーメン箱桁橋	－	○	－	－	220mm	張出し架設		外ケーブル（波形）
5	3径間連続PCラーメン箱桁橋	－	－	－	－	220mm	張出し架設		外ケーブル（波形）
6	4径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	○	○	210mm	張出し架設	H14道示	全内ケーブル
7	3径間連続ＰＣ箱桁橋	○	○	－	－	220mm	張出し架設	H14道示	全内ケーブル ※側径間：支保工架設
8	3径間連続ＰＣ箱桁橋	○	○	－	－	220mm	張出し架設	H14道示	全内ケーブル ※側径間：支保工架設
9	3径間連続ＰＣ箱桁橋	○	○	○	○	250mm	張出し架設	H14道示	全内ケーブル
10	3径間連続ＰＣ箱桁橋	－	○	○	○	250mm	張出し架設	H14道示	全内ケーブル
11	単純ＰＣ箱桁橋	－	－	－	－	250mm	支保工架設	H14道示	全内ケーブル
12	4径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	－	－	250mm	張出し架設		内外ケーブル
13	4径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	－	－	200mm	張出し架設	H8道示	内外ケーブル
14	6径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	○	○	210mm	張出し架設	H8道示	内外ケーブル
15	5径間鋼・コンクリート混合連続箱桁橋	－	－	不明	不明	不明	不明		図面無
16	単純ＰＣ箱桁橋	－	－	－	－	－	支保工架設		全内ケーブル
17	3径間連続ＰＣ箱桁橋	－	－	－	－	250mm	支保工架設	H14道示	全内ケーブル
18	2径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	不明	不明	不明	不明	H8道示	図面無
19	3径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	○	○	250mm	張出し架設	H8道示	床版全体に突起を設けている
20	3径間連続PCラーメン箱桁橋	○	○	－	－	200mm	張出し架設	H8道示	内外ケーブル
21	－	○	－	－	－	－	不明		診断調書なし（点検データにひび割れがあることのみ記載）
22	－	○	－	－	－	－	不明		診断調書なし（点検データにひび割れがあることのみ記載）

※黄色及び赤色：主桁の下面（下床版）に橋軸方向にひび割れが生じている橋梁

※赤色：構造条件から腹圧力の影響が要因と疑われる橋梁

表-3.2.4　発生箇所による分類

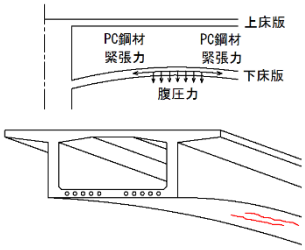
<table>
<tr><th>発生箇所</th><th>主な要因とひび割れ状況</th><th>ひび割れ発生橋梁</th><th>割合</th></tr>
<tr><td>①打継目付近</td><td>主要因：旧コンクリートによる新コンクリートの収縮の拘束
 

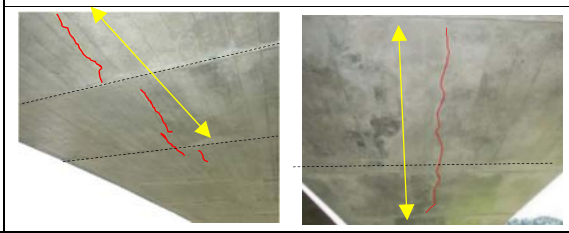
 

 
</td><td><table><tr><th>橋梁No.</th><th>構造形式</th></tr><tr><td>2</td><td>5径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>3</td><td>2径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>7</td><td>3径間連続ＰＣ箱桁橋</td></tr><tr><td>8</td><td>3径間連続ＰＣ箱桁橋</td></tr><tr><td>9</td><td>3径間連続ＰＣ箱桁橋</td></tr><tr><td>12</td><td>4径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>13</td><td>4径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>14</td><td>6径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>18</td><td>2径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>20</td><td>3径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr></table></td><td>63%（10橋）

【変状程度】
■ 大：0%
（ひび割れ幅0.2mm以上）

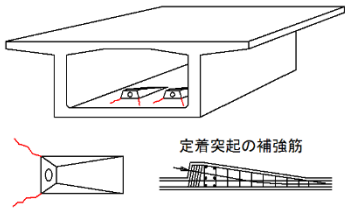
■ 中：50%
（ひび割れ幅0.1～0.2mm未満）

■ 小：50%
（ひび割れ幅0.1mm未満）</td></tr>
<tr><td>②下床版中央部付近（PC鋼材配置付近）</td><td>主要因：　下床版に配置されたPC鋼材の腹圧力
 

  </td><td><table><tr><th>橋梁No.</th><th>構造形式</th></tr><tr><td>6</td><td>4径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>9</td><td>3径間連続ＰＣ箱桁橋</td></tr><tr><td>14</td><td>6径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>19</td><td>3径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr></table></td><td>25%（4橋）

【変状程度】
■ 大：14%
（ひび割れ幅0.2mm以上）

■ 中：57%
（ひび割れ幅0.1～0.2mm未満）

■ 小：29%
（ひび割れ幅0.1mm未満）</td></tr>
<tr><td>③PC鋼材定着部付近</td><td>主要因：　定着突起付近の集中応力
 

  </td><td><table><tr><th>橋梁No.</th><th>構造形式</th></tr><tr><td>6</td><td>4径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr><tr><td>14</td><td>6径間連続PCラーメン箱桁橋</td></tr></table></td><td>12%（2橋）

【損傷度】
■ 大：25%
（ひび割れ幅0.2mm以上）

■ 中：75%
（ひび割れ幅0.1～0.2mm未満）

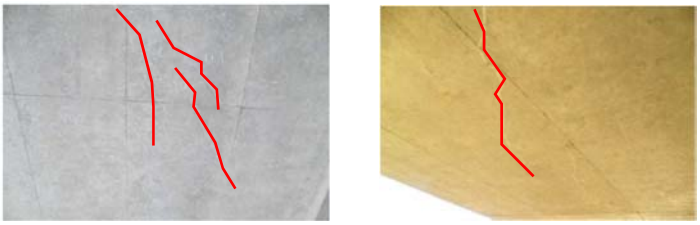
■ 小：0%
（ひび割れ幅0.1mm未満）</td></tr>
<tr><td colspan="3">全対象橋梁数
（一般部（桁端部以外）の主桁に橋軸方向ひび割れのあったポステン箱桁橋の延べ橋梁数）</td><td>16橋</td></tr>
</table>

（2）腹圧力の影響が疑われる初期変状の分析

初回点検において、腹圧力による影響がひび割れの主要因と想定される、桁高変化があり下床版の中央付近に PC 鋼材が配置されている 4 橋（**表-3.2.3** で赤色着色された橋梁 No.6、No.9、No.14、No19）について、その要因を明らかにするため、点検調書、設計図書並びに工事記録の確認を実施した。ここでは、これらを確認した結果の代表的な事項について示す。なお、それぞれの橋梁についての確認内容は、本報告書の巻末に参考資料としてまとめている。

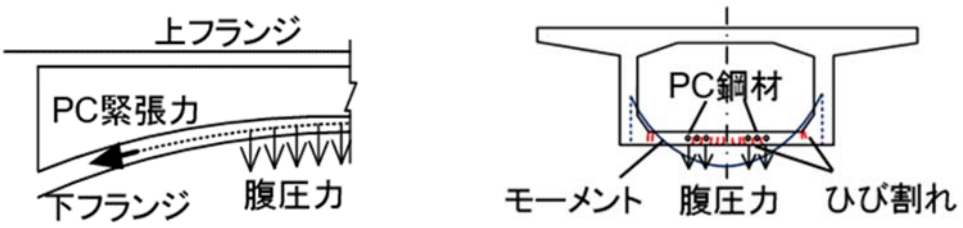
・変状状況

図-3.2.1 に橋梁 No.6 のひび割れ状況を示す。腹圧力が主要因と疑われるひび割れが生じていた橋梁 No.6、No.9、No.14、No19 の 4 橋の橋梁諸元、変状状況を**表-3.2.5**～**表-3.2.8** に示す。また、それぞれの表中には、点検調書にある変状状況図と設計図面にあるケーブル配置図を重合せた図を記載している。これをみると、ひび割れは、ケーブルの配置位置付近または、下床版の中央部付近に発生しているものが多い。この傾向は各橋梁のひび割れが生じていたどの径間でも概ね同じような傾向であった。**図-3.2.2** に桁高変化がある箱桁の下床版に PC 鋼材を配置した場合の、腹圧力の影響イメージを示す。下床版に配置した PC 鋼材へプレストレス力（緊張力）が導入されると、下床版は、プレストレス力の鉛直分力である下向きの腹圧力を受ける。この腹圧力により、下床版支間中央部で正の曲げモーメント、ウェブ付近で負の曲げモーメントが生じることになり（**図-3.2.2（b）**）、下床版の中央部付近（桁外側）とウェブ近傍（桁内側）には、腹圧力の影響によりひび割れが生じやすくなる。ひび割れは、様々な要因が複合的に影響した結果により生じるものであるが、4 橋においては、変状状況の傾向からも、腹圧力の影響が変状の主要因の一つであると考えられる。



（a） 第 3 径間　　（b） 第 4 径間

図-3.2.1 橋梁 No.6 のひび割れ状況



（a） 側面イメージ　　（b） 断面イメージ

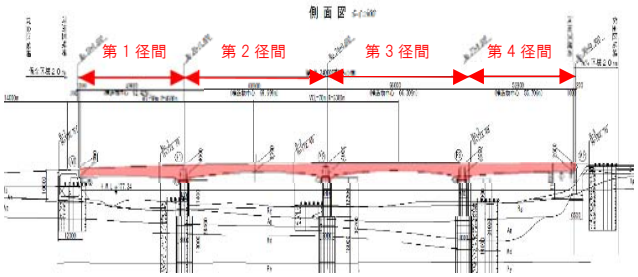
図-3.2.2 桁高変化がある箱桁の下床版に PC 鋼材を配置した場合の腹圧力の影響イメージ

表-3.2.5　橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No.6）

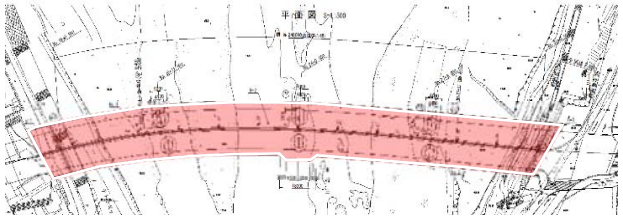
橋梁諸元

橋梁形式	PC4 径間連続ラーメン箱桁橋	
施工方法	片持ち張出し架設	
荷重	B 活荷重	
橋長	240.0m	
支間長	49.9+68.9+66.0+52.8m（道路中心線上）	
幅員（全幅）	12500mm	
使用材料	コンクリート	σ_{ck}=40MPa
	鉄筋	SD295
	PC 鋼材	縦締め　SWPR7BL　12S12.7 横締め　SWPR19L　1S28.6 鉛直締め　SBPR930/1180　φ32
適用示方書	道路橋示方書　平成 14 年 3 月	
竣工	2007 年 3 月 31 日	
供用開始	2008 年 7 月 1 日	

橋梁一般図



（a）　側面図



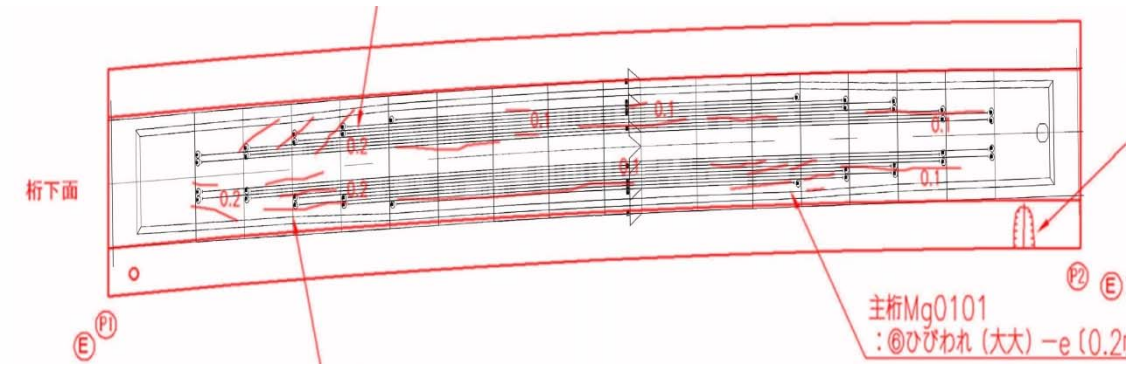
（b）　平面図

変状状況



第 2 径間

変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重合せ



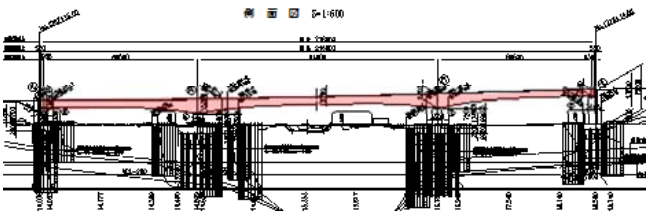
第 2 径間

表-3.2.6　橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No.9）

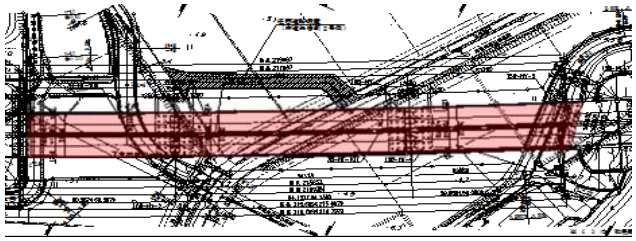
橋梁諸元

橋梁形式	PC3 径間連続箱桁橋		
架設方法	片持ち張出し架設		
荷重	B 活荷重		
橋長	218.0m		
支間長	60.5+94.0+60.5		
幅員（全幅）	10140mm		
使用材料	コンクリート	σ_{ck}=40MPa	
	鉄筋	SD345	
	PC 鋼材	縦締め　SWPR7BL　12S12.7 横締め　SWPR19L　1S28.6	
適用示方書	道路橋示方書　平成 14 年 3 月		
竣工	2006 年 3 月		
供用開始	2007 年 4 月 15 日		

橋梁一般図

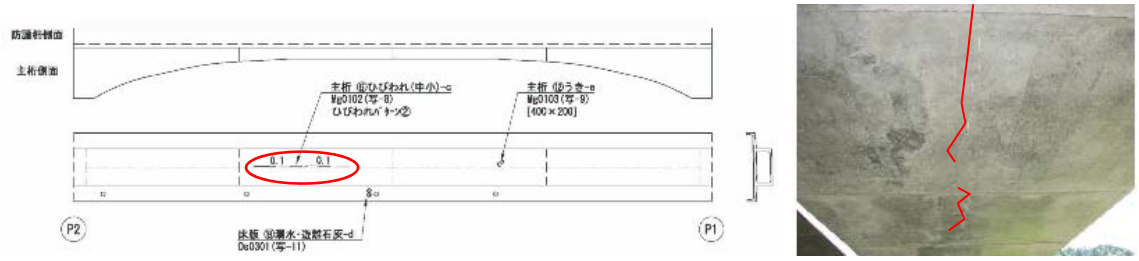


（a）　側面図



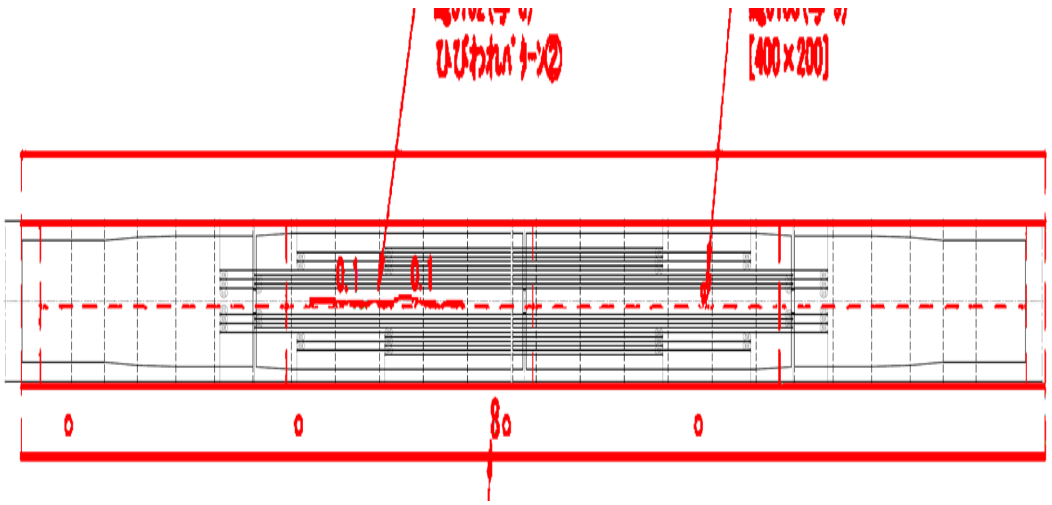
（b）　平面図

変状状況



第 1 径間

変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重合せ



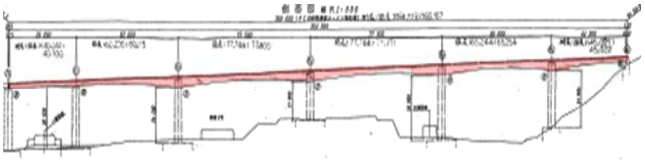
第 1 径間

表-3.2.7　橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No.14）

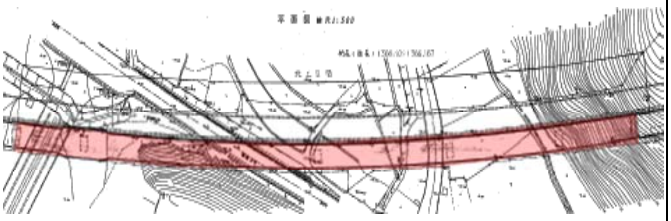
橋梁諸元

橋梁形式	PC6 径間連続ラーメン箱桁橋	
架設方法	片持ち張出し架設	
荷重	B 活荷重	
橋長	365.0m	
支間長	39.2+60.0＋2×77.5＋65.0+44.2	
幅員（全幅）	10100mm～13500mm	
使用材料	コンクリート	σ_{ck}=40MPa
	鉄筋	SD295
	PC 鋼材	縦締め　SWPR7BL　12S12.7 横締め　SWPR19L　1S28.6 鉛直締め　SBPR930/1180　φ26
適用示方書	道路橋示方書　平成 8 年 12 月	
竣工	2003 年 3 月	
供用開始	2003 年 3 月 21 日	

橋梁一般図

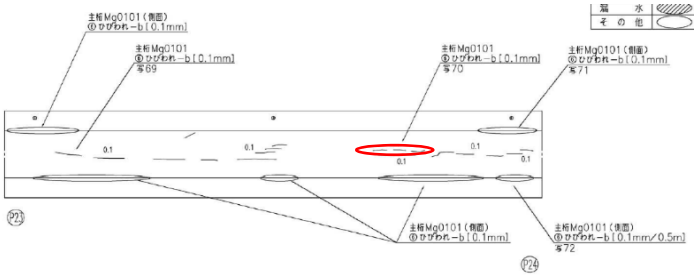


（a）　側面図



（b）　平面図

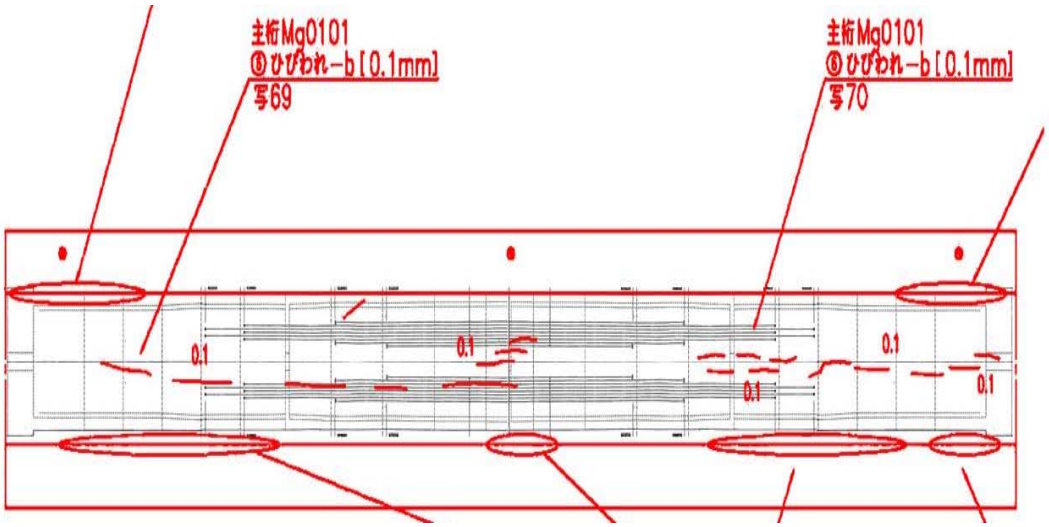
変状状況





第 4 径間

変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重合せ



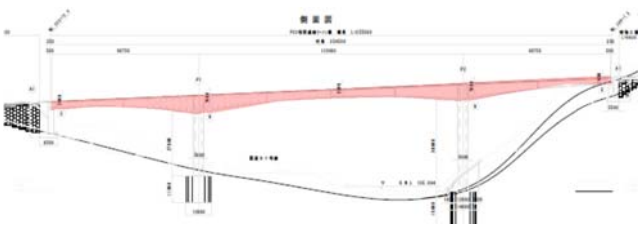
第 4 径間

表-3.2.8　　橋梁諸元及び変状状況（橋梁 No.19）

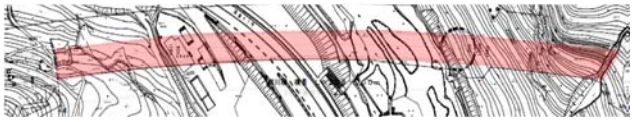
橋梁諸元

橋梁形式	PC3 径間連続箱桁橋　【片持ち張出し架設】		
架設方法	片持ち張出し架設		
荷重	B 活荷重		
橋長	255.0m		
支間長	66.4+119.4+66.4m（道路中心線上）		
幅員（全幅）	10400mm		
使用材料	コンクリート	σ_{ck}=40MPa	
	鉄筋	SD295	
	PC 鋼材	縦締め　SWPR7BL　12S12.7 横締め　SWPR19L　1S21.8	
適用示方書	道路橋示方書　平成 8 年 12 月		
竣工	2006 年 1 月		
供用開始	2008 年 3 月 22 日		

橋梁一般図

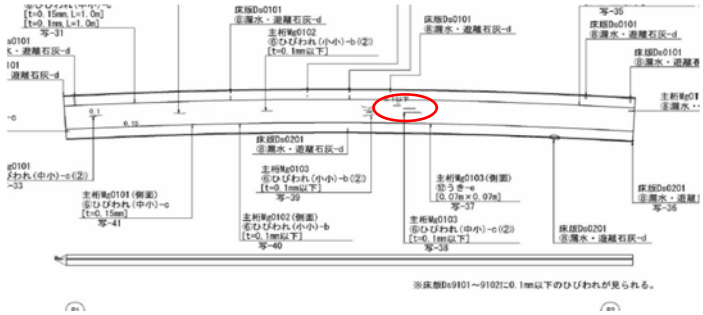


（a）　側面図



（b）　平面図

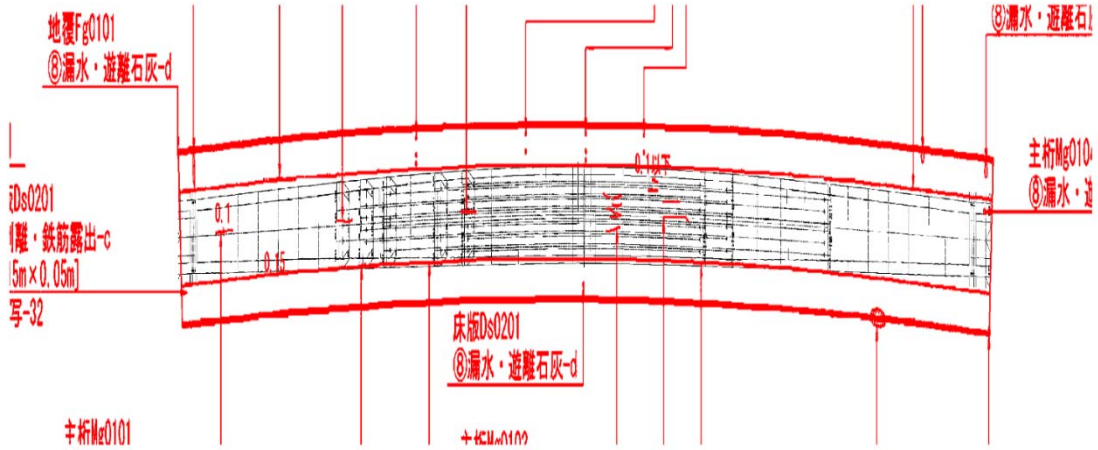
変状状況





第 1 径間

変状状況図（赤線）とケーブル配置図（黒線）の重合せ



第 1 径間

(3) 初期変状対策の実施状況

コンクリート箱桁の腹圧力によるひび割れの抑制と関わりのある技術基準（道路橋示方書)の規定を**表-3.2.9**に示す。なお、**表-3.2.9**には米国技術基準(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS) [1] でのウェブに対する腹圧力の規定についても併記しているが、両国ともほぼ同じような内容になっている。両国とも最小版厚、最小鋼材量はほぼ同値であり、鉄筋応力度の許容応力度については設計荷重が異なるため値は違うが鉄筋に生じる応力度を制限していることは同じである。米国では、腹圧力によりウェブが破壊した事故を受けて、腹圧力については押抜きせん断照査が行われている。わが国では、曲げ、せん断、ねじり及びその組合せに対して必要な安全率を確保できる斜引張鉄筋がウェブに配置（技術基準に斜引張応力度の照査について規定）されるため、この結果として一般的な構造ではウェブ厚が 400~600mm 程度に設定されることから，押抜き破壊に対しても十分な安全率が確保されているとされている。なお、AASHTO においても 2007 年改定から斜引張応力度の照査が追加されている。

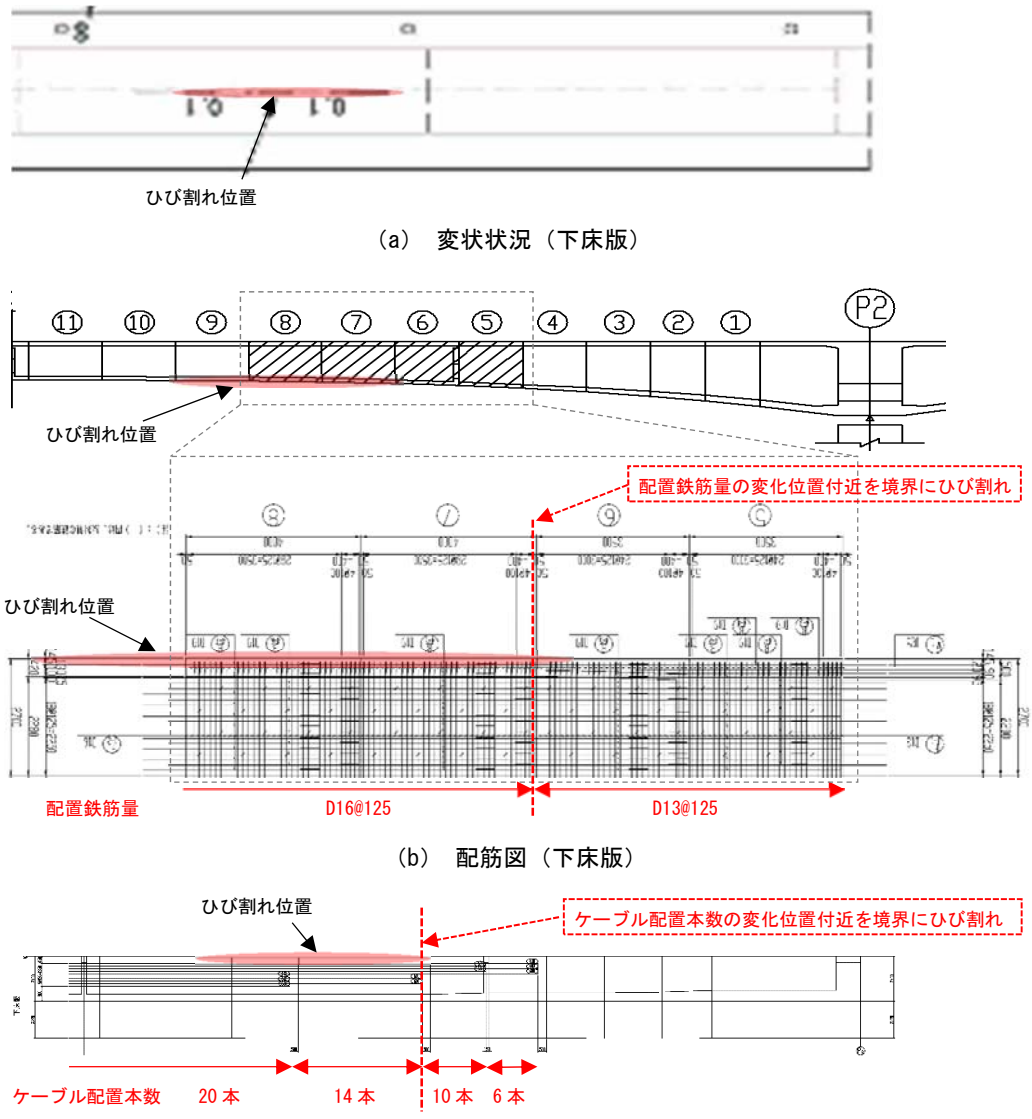
表-3.2.9　コンクリート箱桁の腹圧力によるひび割れの抑制に関係する規定

項目	日本（H24 道示）	米国（AASHTO, 2012 年版） [1]
最小版厚	140mm	140mm（5.5 インチ）
最小鋼材量	【橋軸直角方向】 ・D13 以上の異形鉄筋 ・250mm 以下の間隔で配置	【橋軸直角方向】 ・フランジ断面の 0.5%以上 ・450mm（18 インチ）間隔以下に配置 （⇒D13@150mm 相当）
鋼材の応力度の制限	（死荷重時）100 N/mm^2 以下 （設計荷重時）180 N/mm^2 以下	（Service limit）降伏応力の 60%以下 （Grade40 の鉄筋で 165N/mm^2）
腹圧力	条文なし（解説のみ）	【ウェブ】 ・腹圧力として面内力（In-Plane Force Effects）及び面外力（Out-of-Plane Force Effects）を考慮。 ・断面モデルに基づく曲げ破壊及びせん断破壊の照査や，局所的な押抜きせん断の照査を行い，必要な鉄筋量や部材厚さを決定。

下床版に腹圧力が主要因と疑われるひび割れが生じていた 4 橋を対象に、初期変状対策として技術基準に規定されている構造細目や便覧等に記載されている事項についての検討状況について、設計図書（設計計算書、図面等）を確認した。技術基準で規定されている事項（鉄筋量、下床版厚、鉄筋配置）については、全ての橋梁で満足していた。また、橋梁 No.6 及び橋梁 No.14 については、施工前において技術基準に必須となっている事項ではないが、マスコンクリートとなる柱頭部を対象に温度応力解析を実施し、温度応力等によるひび割れの発生リスクについても検討（ひび割れ指数等の確認）がなされていた。

（4）変状の有無と鉄筋応力度

図-3.2.3 に、橋梁 No.9 において下床版に生じたひび割れ位置における配置ケーブル本数及び配置鉄筋量を示す。**図-3.2.3** から、ひび割れの位置は、下床版に配置したケーブル本数の変化位置及び下床版に配置した鉄筋量の変化位置付近であることがわかる。



（a） 変状状況（下床版）

（b） 配筋図（下床版）

（c） ケーブル配置図（下床版）

図-3.2.3　ひび割れ位置と配置ケーブル本数及び鉄筋量（橋梁 No.9）

ケーブル配置本数が多いと生じる腹圧力も大きくなり、この影響でひび割れが生じるリスクも高くなる。一方、配置鉄筋量が多い断面では、腹圧力などにより生じる引張応力を配置された鉄筋が負担するため、ひび割れが生じるリスクは少なくなる。このように、配置するケーブル本数及び鉄筋量の変化位置付近は、コンクリートに発生する引張応力の急変箇所になると考えられ、この位置においてひび割れが発生したものと考えられる。この傾向は、他の橋梁のひび割れ発生位置においても概ねみられる傾向であり、ひび割れ発生の有無と鉄筋の発生応力度に相関があることが想定された。

そこで、ひび割れの有無と鉄筋応力度の相関について把握するための検討を実施した。検討は、設計計算において腹圧力を考慮していない橋梁においては、設計計算書で算出されている主桁断面位置での曲げモーメントに、腹圧力による影響を加え、検討断面位置での鉄筋応力度を算出し、この鉄筋応力度と対応する断面位置でのひび割れの有無（点検調書に基づく実績）を確認することにより実施した。

ここにおいて、腹圧力の影響による鉄筋応力度は、以下の①～③により算出を行っている。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長 L とその区間における桁高差 H より桁高変化の円弧半径 R を算出。$R^2=(R-H)^2+L^2$

②下床版配置の PC 鋼材のプレ導入直後の設計緊張力 P と本数 N を用いて腹圧力 W を算出。$W=P\times N/R$（kN）

③下床版を PC 鋼材が均等に配置されて腹圧力が等分布に作用するウェブに固定された両端固定梁（支間長：L）と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメント M を算出し、下式により鉄筋応力度 σ_s を算出。

曲げﾓｰﾒﾝﾄ ：$M=(W/L)\times L^2/24+M'$ （ M’：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度：$\sigma_s=M/(7/8\times d\times As)$ （有効高：d、鉄筋量：As）

検討対象は、平成 20～24 年度の初回点検において、腹圧力による影響がひび割れの主要因と想定された前述の 4 橋（橋梁 No.6、No.9、No.14、No19）に加え、平成 25 年度以降の点検結果から、同様に腹圧力の影響が主要因と想定されるひび割れを有する 3 橋梁(橋梁 No.23、No.24、No.25）を追加した計 7 橋（**表-3.2.10**）の 53 断面とした。なお、対象とした断面位置と変状状況については、当該項末の**図-3.2.6～図 3.2.12**（P72～P74）に示す。

表-3.2.10 検討対象橋梁

橋梁 No.	構造形式	備考
No.6	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	
No.9	3 径間連続PC箱桁橋	
No.14	6 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	
No.19	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	
No.23	4 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	追加 （25 年度以降の点検結果）
No.24	8 径間連続 PC 箱桁橋	追加 （25 年度以降の点検結果）
No.25	3 径間連続PCラーメン箱桁橋	追加 （25 年度以降の点検結果）

検討断面における鉄筋応力度とひび割れの有無の一覧を**表-3.2.11** に示す。また、**図-3.2.4** にひび割れの有無と鉄筋応力度の相関を示す。**図-3.2.4** より、下床版の主桁断面方向の曲げモーメントに対する鉄筋の発生応力度と、コンクリートのひび割れ発生の有無に高い相関があるといえる。また、下床版に配置された鉄筋に生じる引張応力度が 120～140N/mm² を境界に、ひび割れ発生の有無が概ね区分されてる。このことから、下床版に配置する鉄筋応力度を 140N/mm² 程度に制限すれば、変状抑制に効果があるものと考えられる。

表-3.2.11 ひび割れの有無と鉄筋応力度

荷重状態	ひび割れ有無	橋梁 No. 6		橋梁 No. 9		橋梁 No. 14		橋梁 No. 19		橋梁 No. 23		橋梁 No. 24		橋梁 No. 25	
		鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)	鉄筋応力度 (N/mm²)	ひび割れ幅 (mm)
荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合（D+L）	無	125	0	106.6	0	132.2	0	51.9	0	51.9	0	77.5	0	121.4	0
	無	121.6	0	118.5	0	145.7	0	129.8	0	66.4	0	116.5	0	111.6	0
	無	121.6	0	124.7	0			91.1	0	80.7	0	116.5	0	32.8	0
	無	121.6	0	105.3	0			109.2	0	65.9	0	93.6	0	60.1	0
	無									53.8	0			127.7	0
	無									52.6	0				
	無									33.4	0				
	無									40.8	0				
	有	120.8	0.1	137.1	0.1	199.7	0.1	210.4	0.1	137.9	0.1	210	0.1	150.5	0.1
	有			149.5	0.1	208.2	0.1	214	0.1	128.6	0.1	302.9	0.2	175.8	0.2
	有					219.2	0.2	154.7	0.1			302.9	0.2	204.8	0.2
	有					216.7	0.1					186	0.2	195.2	0.2
	有											497.7	0.2		
	有											186	0.2		
	有														

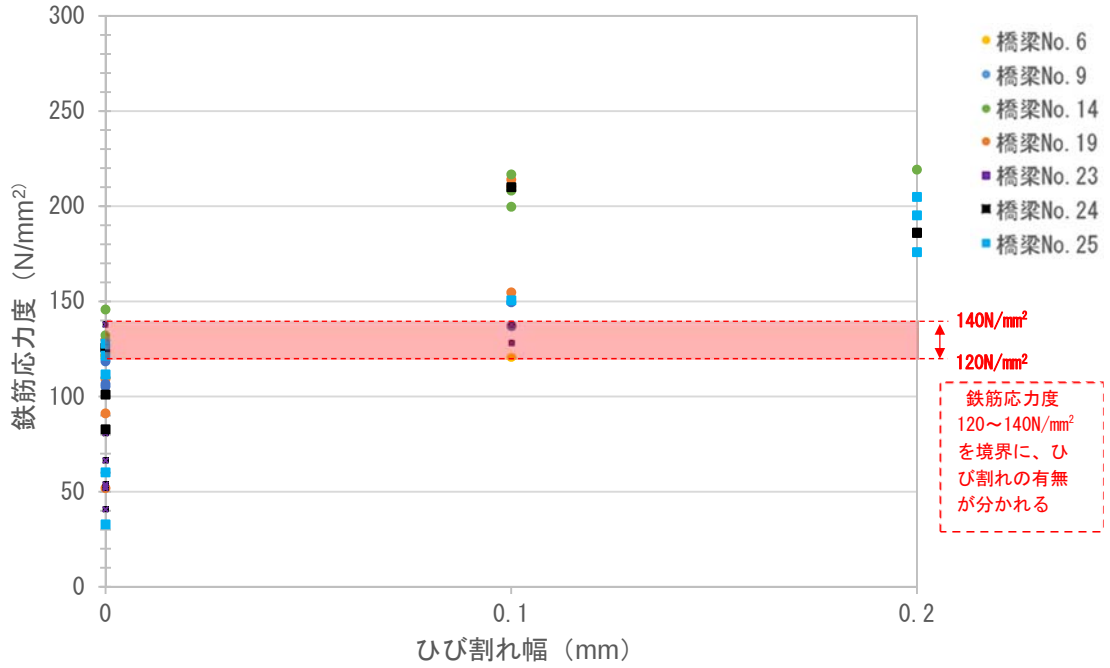


図-3.2.4 ひび割れの有無（ひび割れ幅）と鉄筋応力度の相関関係

追加検討（変状の有無と鉄筋応力度）

前項の**図-3.2.4** の検討は、橋梁 No.6 から橋梁 No.25 における H24 道路橋示方書に準拠した D+L に対するひび割れ幅と鉄筋応力度の相関関係の結果であるが、今後部分係数設計法への移行がなされる中で、荷重が大きくなった場合を想定し、死荷重で 1.05 倍、活荷重で 1.25 倍になった場合の検討結果を**図-3.2.5** に示す。

荷重増加に伴い作用断面力が増加するため、鉄筋応力度は D+L の**図-3.2.4** に対して、1.05D+1.25L の**図-3.2.5** は比率として約 1 割程度増加（1.05～1.12 倍）する。

したがって、荷重が増加（1.05D+1.25L）したと想定した場合、**図-3.2.5** より鉄筋応力度は概ね 140～160N/mm² 程度に制限すれば、変状抑制に効果があるものと考えられる。なお、**図-3.2.5** においてひび割れ幅 0.1mm で鉄筋応力度が 140N/mm² を下回る断面で発生したひび割れ（青破線丸で示す）は、ひび割れ状況写真から打継ぎ目を境に発生しているひび割れであることが疑われ、腹圧力も要因の一つと推定されるが、旧コンクリートによる新コンクリートの外部拘束の影響も大きいものと考えられる。

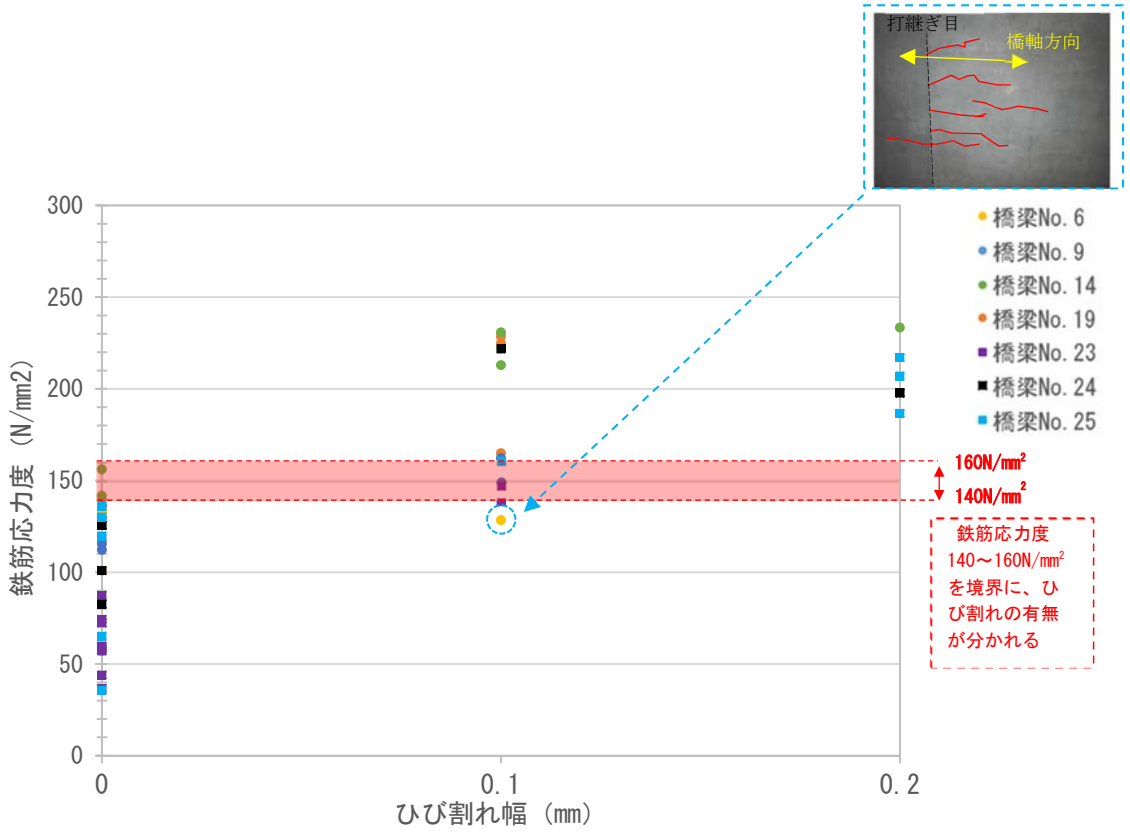
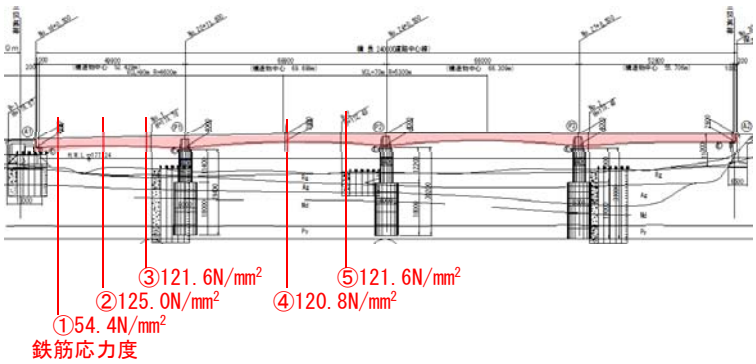
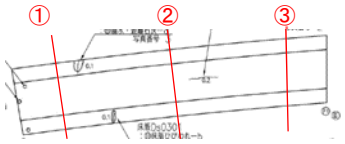


図-3.2.5 ひび割れの有無（ひび割れ幅）と鉄筋応力度の相関関係

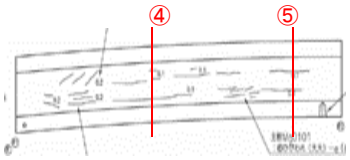
次頁以降に**表-3.2.10** に示した橋梁 No.6 から橋梁 No.25 における鉄筋応力度及び算出断面を添付する。



(a) 側面図

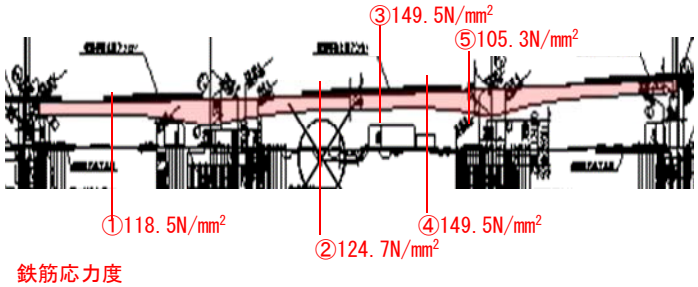


(b) 変状状況図 (第1径間)



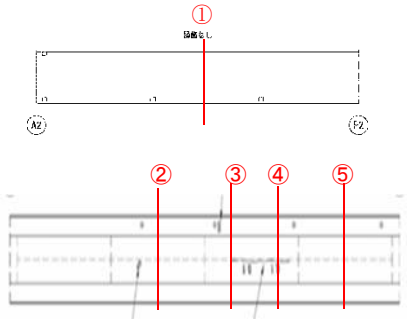
(c) 変状状況図 (第2径間)

図-3.2.6 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No.6)



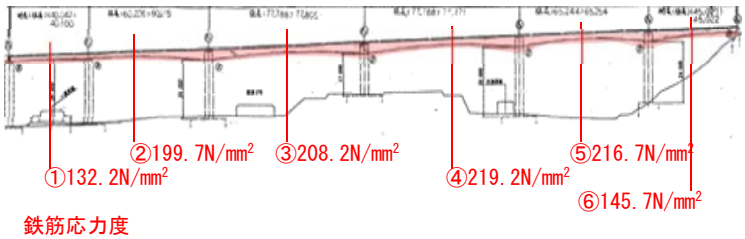
(a) 側面図

(b) 変状状況図 (第1径間)

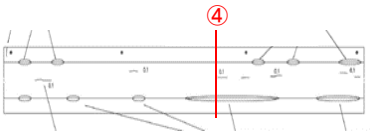


(c) 変状状況図 (第2径間)

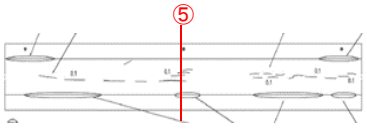
図-3.2.7 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No.9)



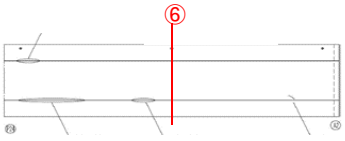
(a) 側面図



(b) 変状状況図 (第4径間)

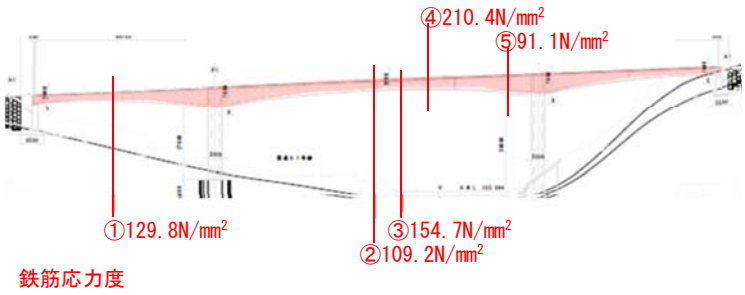


(c) 変状状況図 (第5径間)

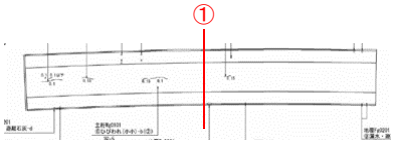


(d) 変状状況図 (第6径間)

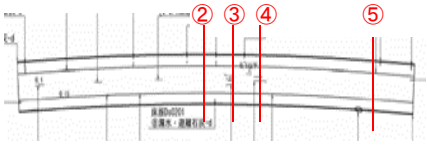
図-3.2.8 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No.14)



(a) 側面図

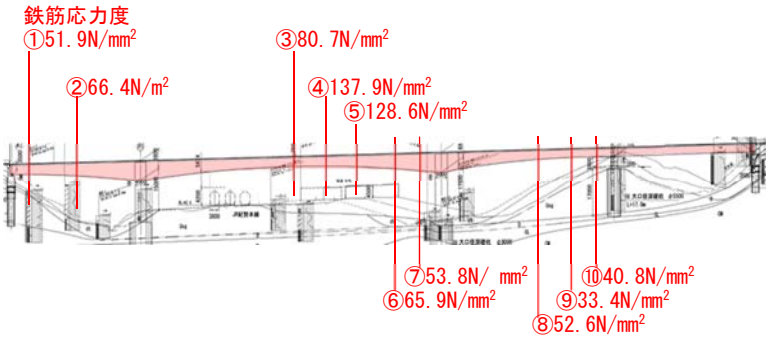


(b) 変状状況図 (第1径間)

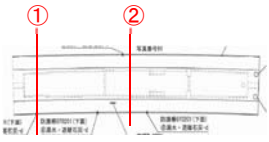


(c) 変状状況図 (第2径間)

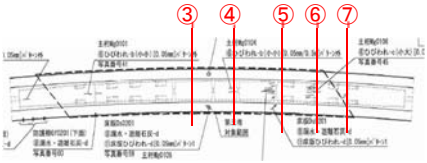
図-3.2.9 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No.19)



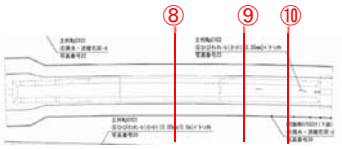
(a) 側面図



(b) 変状状況図 (第1径間)

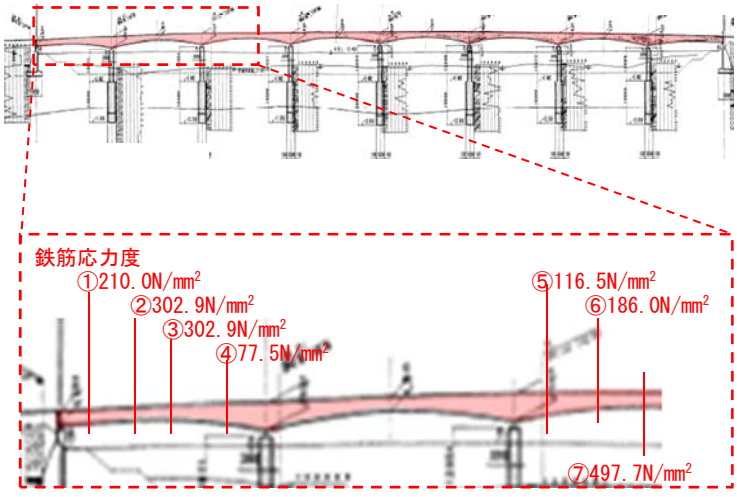


(c) 変状状況図 (第2径間)



(d) 変状状況図 (第3径間)

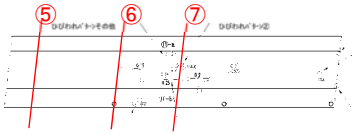
図-3.2.10 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No.23)



(a) 側面図

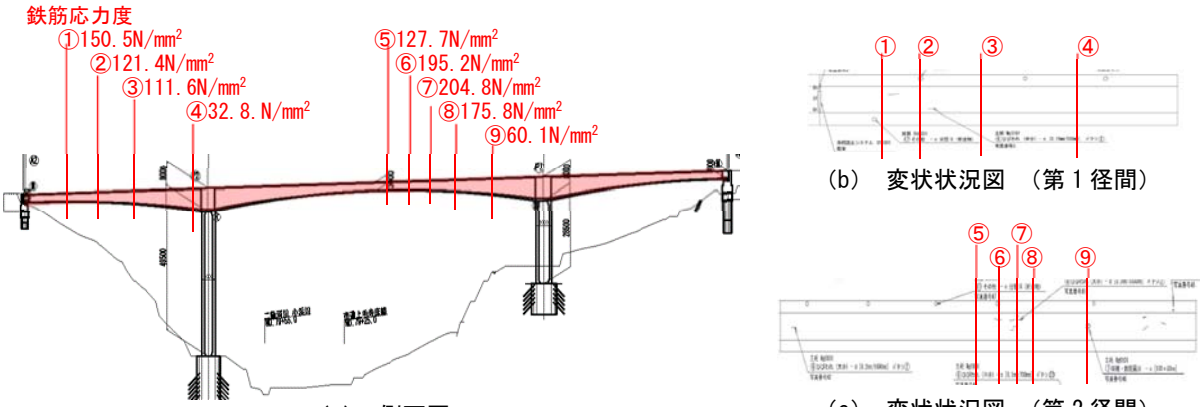


(b) 変状状況図 (第1径間)



(c) 変状状況図 (第3径間)

図-3.2.11 鉄筋応力度及び算出断面位置 (橋梁 No.24)



(a) 側面図

(b) 変状状況図 （第 1 径間）

(c) 変状状況図 （第 2 径間）

図-3.2.12 鉄筋応力度及び算出断面位置（橋梁 No.25）

（5）まとめ

本項では、初期変状パターン【3】に分類された「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」のうち、ひび割れが比較的多く発生していた「ポステン箱桁」に対して、その要因及び変状発生リスクを低減させる対策について初回点検結果を基に検討を実施した。

多くのひび割れは、乾燥収縮によるものと想定されたが、その中には構造的な要因による可能性が疑われるひび割れもあり、構造的な要因が疑われるひび割れは変状程度も大きなもの（0.2mm 以上）が多い結果となっていた。

構造的な要因としては腹圧力の影響が疑われた橋梁が多いことから、変状要因が腹圧力と想定される橋梁について、設計図書、工事記録及び技術基準等について調査を実施した。さらに、実績での変状の有無と配置される鉄筋に生じる応力度の相関を確認したところ高い相関があり、ひび割れの発生境界が、標準的なかぶり（35mm 程度）の桁では鉄筋応力度で 120 N/mm^2～140N/mm^2 程度となっていることが確認された。

このことから、下床版に配置する鉄筋応力度を 140N/mm^2 程度に制限することにより、ひび割れを抑制することが期待できるものと考えられる。

3.2.3 構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間など）による腹圧力の影響分析

下床版下面のシースに沿ったひび割れが発生した事例の多い PC 箱桁橋（張出し施工）を対象に、作用荷重（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置など）や下床版支間などをパラメータとして試設計を行い、下床版の変状の影響要因を鉄筋応力やひび割れ幅に着目して比較検討した。検討方針、検討手順、検討パラメータは以下の通りである。

（1）検討方針

腹圧を考慮しない標準的な箱桁断面について横方向ボックスラーメンとして検討し、下床版の橋軸直角方向の断面力および配筋量を算出する。次に、同じ断面に対して腹圧力による断面力を加算して下床版の RC 計算を行い、鉄筋応力、ひび割れ幅を算出する。

（2）検討手順

検討手順を以下に示す。

①支間中央断面の横方向の設計を行い、腹圧力を考慮しないケース①の鉄筋応力、ひび割れ幅を算出する。

②支間中央断面に対し、腹圧力を考慮するケース②（＝標準ケース）を検討する。

③標準ケースに対し、パラメータを変化させたケース③～⑨の検討を行い、鉄筋応力、ひび割れ幅に対するパラメータの影響を確認する。

（3）検討パラメータ

荷重、鉄筋配置および床版支間の検討パラメータを**表-3.2.12** に示す。また、各種パラメータを組み合わせた検討ケースを**表-3.2.13** に示す。

表-3.2.12　検討パラメータ

分　類	パラメータ	パラメータの内容		備　考
a）荷重	PC緊張力	設計荷重時	緊張直後	時間経過による差を確認
	PC鋼材本数	3本	5本	配置本数による差を確認
	PC鋼材配置	ウェブ寄り	中央寄り	配置パターンによる差を確認
	BL間偏向角	1.0°		検討支間90mと桁高差（2.5m）より設定
	腹圧力抵抗幅	4m	1m or 2m	施工誤差による分布幅の差を確認
b）コンクリート	コンクリート強度	40N		実構造物に強度の差は小さい
c）鉄筋	直角方向鉄筋	D13@125	D16@250	配筋量の違いによる差を確認
d）構造条件	床板支間	4.7m	5.95m	底版幅による差を確認
	底板厚	250mm		かぶり、配筋、シースより設定
	シース欠損	無視		断面係数5%程度の差のため考慮しない
		↑標準ケース	↑比較ケース	

表-3.2.13　検討ケース

解析ケース	腹圧力	PC緊張力	PC鋼材本数	PC鋼材配置	鉄筋	下床版支間	腹圧力抵抗幅
①標準(腹圧無し)	無し	―	―	―	―	―	―
②標準(腹圧考慮)	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13　ctc125mm	4.7m	4m
③PC鋼材導入力	有り	緊張時	3本	ウェブ寄り	D13　ctc125mm	4.7m	4m
④PC鋼材本数	有り	設計時	5本	ウェブ寄り	D13　ctc125mm	4.7m	4m
⑤PC鋼材配置	有り	設計時	3本	床版中央	D13　ctc125mm	4.7m	4m
⑥配置鉄筋	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D16　ctc250mm	4.7m	4m
⑦下床版幅	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13　ctc125mm	5.95m	4m
⑧腹圧力抵抗幅(1m)	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13　ctc125mm	4.7m	1m
⑨腹圧力抵抗幅(2m)	有り	設計時	3本	ウェブ寄り	D13　ctc125mm	4.7m	2m

（4）検討条件

1）検討対象の構造緒元

検討対象の構造緒元を**表-3.2.14** に示す。

表-3.2.14　構造緒元

構　造　形　式	PC3 径間連続ラーメン橋
支　　間　　長	50m+90m+50m
有　効　幅　員	9.5m
桁　　高	支点部 5.0m、支間部 2.5m

2）検討構造の概要図

検討対象の構造概要図を**図-3.2.13～図-3.2.14** に示す。

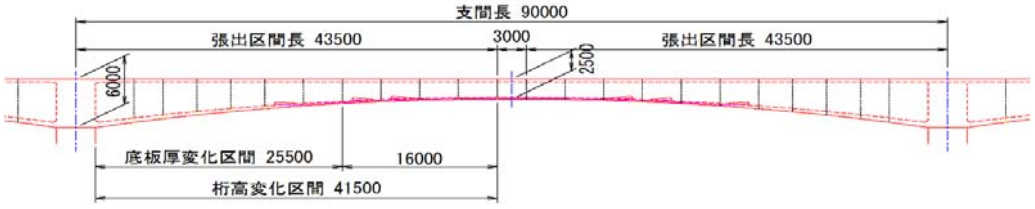


図-3.2.13　中央支間構造図

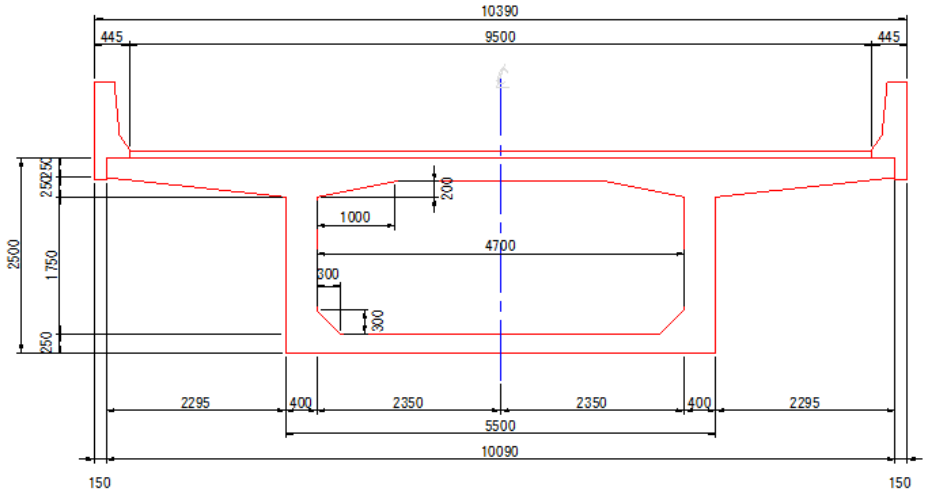


図-3.2.14　支間中央断面図

(5) 腹圧力を考慮した場合のパラメータ

腹圧力を考慮した場合のパラメータとして、設定する内容を以下に示す。

1) PC 緊張力

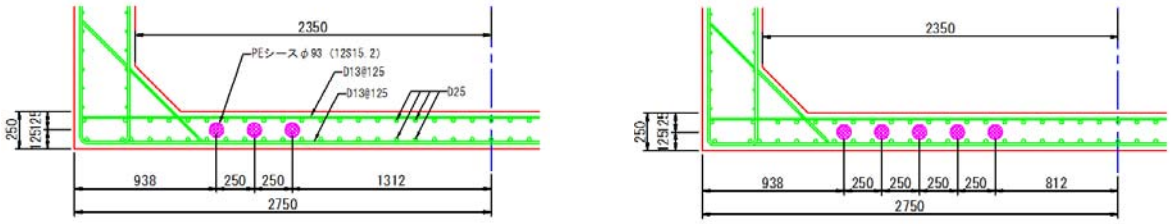
使用する鋼材を 12S15.2（SWPR7BL）A_p＝1664.4mm² とした場合、1 本当たりの導入力を算出する。緊張力は道示Ⅲ「3.4 PC 鋼材の許容応力度」表-解 3.4.1 に示される許容引張応力度とし、有効係数（平均導入力に換算）は 0.95 と仮定する。

緊張時 $P1=A_p\times\sigma_p\times0.95=1664.4mm^2\times1295N/mm^2\times0.95=2048kN$（1.167×P2）

設計時 $P2=A_p\times\sigma_p\times0.95=1664.4mm^2\times1110N/mm^2\times0.95=1755kN$

2) PC 鋼材本数

PC 鋼材配置を**図-3.2.15** に示す。PC 鋼材本数は標準を 3 本、比較を 5 本とした。

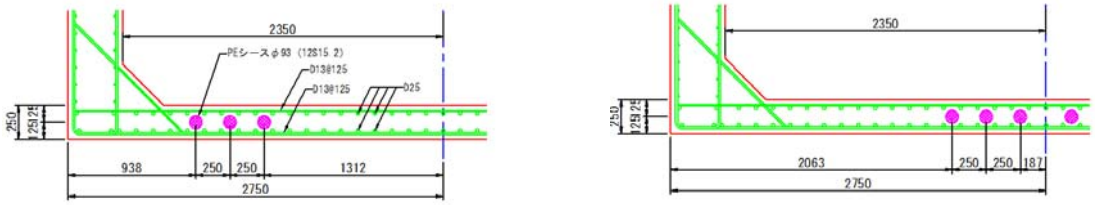


（a）3 本配置（標準）　　（b）5 本配置

図-3.2.15　PC 鋼材本数

3) PC 鋼材配置

PC鋼材配置を**図-3.2.16**に示す。標準をウェブ寄り配置、比較を下床版中央配置とした。

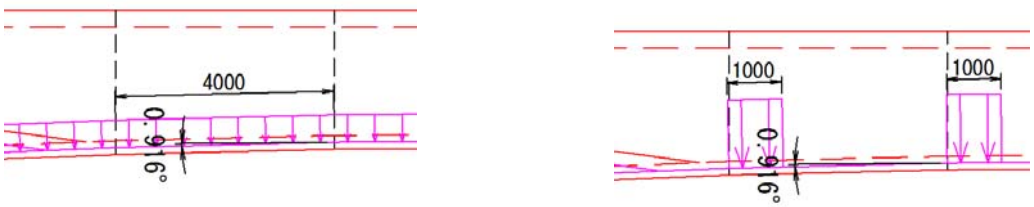


（a）ウェブ寄り配置（標準）　　（b）下床版中央配置

図-3.2.16　PC 鋼材配置

4) 腹圧力の抵抗幅

腹圧力の抵抗幅を**図-3.2.17** に示す。標準の抵抗幅をブロック長 4m とし、比較として施工誤差により腹圧力が集中した場合（抵抗幅 1.0m、2.0m）を想定した。



（a）抵抗幅 4.0m（標準）　　（b）抵抗幅 1.0m

図-3.2.17　抵抗幅

5）鉄筋配置

配置鉄筋は、標準を D13@125（As=10.6cm²/m）とし、比較として D16@250（As=8.04cm²/m）を想定した。

6）下床版支間

下床版支間は、広幅員の桁を想定し標準を図-3.2.18 に示す 4.7m とした。比較は道路橋示方書における床版曲げモーメント算出の最大の適用範囲である図-3.2.19 に示す 5.95m とした。鋼材配置は、いずれもウェブ寄りの 3 本配置とした。

床版支間が 5.95m のケースでは、本来であれば構造の変化を伴うため断面の設計を変更する必要があるが、ここでは、死荷重等は床版支間 4.7m の断面力を準用し、腹圧力により下床版に発生する断面力のみを考慮した。

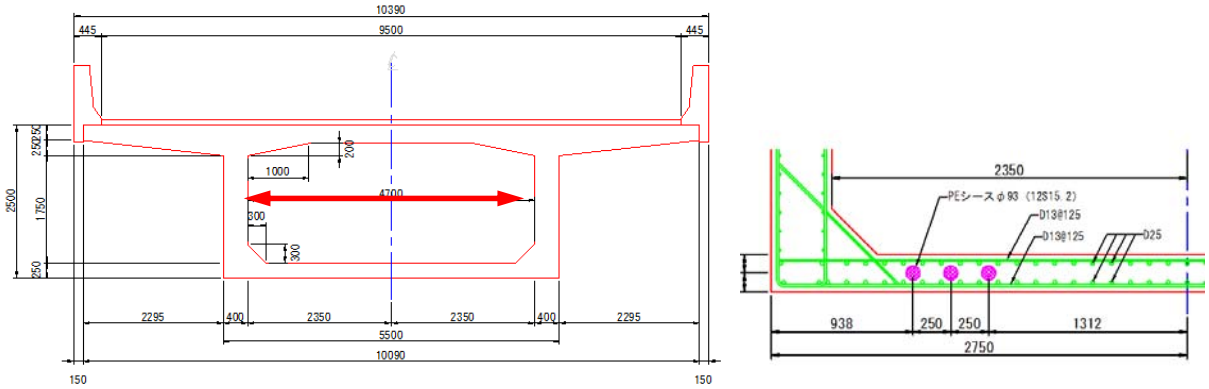


図-3.2.18　標準断面（下床版支間 4.7m）

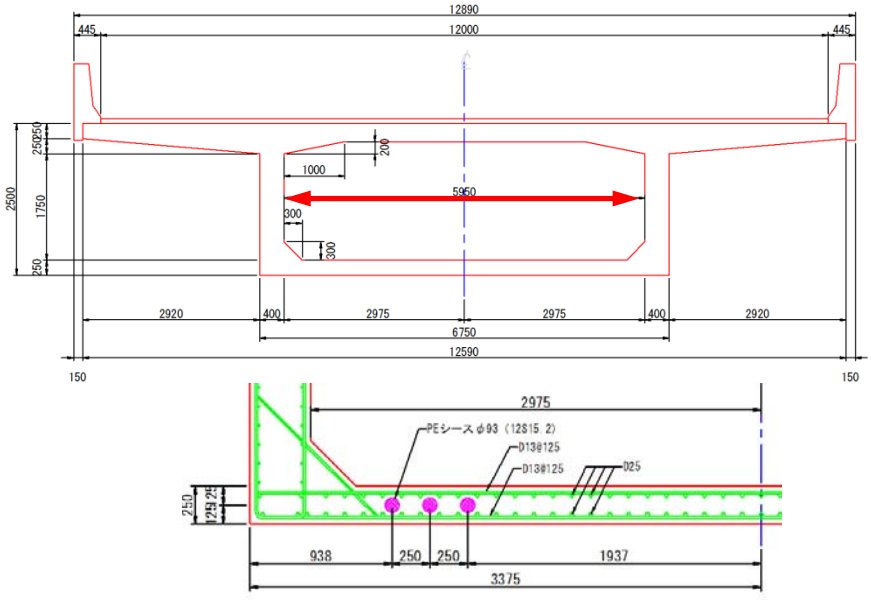


図-3.2.19　広幅員断面（下床版支間 5.95m）

（6）検討結果

各検討ケースの死荷重時と設計荷重時の下床版の橋軸直角方向鉄筋の応力度を**図-3.2.20～図-3.2.21** に、②標準ケース（腹圧力考慮）に対する各検討ケースの比率を**図-3.2.22～図-3.2.23** に示す。これらの図より、以下のことがいえる。

腹圧力を考慮することで、腹圧力を考慮しないケース①に比べて、死荷重時、設計荷重時とも鉄筋（下床版の橋軸直角方向鉄筋）の発生応力が増加する。特に、下記の要因による増加率が 1.5 倍以上と他の要因より大きい。

・PC 鋼材配置（ウェブ寄り配置⇒下床版中央配置）

・PC 鋼材の配置本数の増加（配置本数 3 本⇒5 本）

・腹圧力に対する抵抗幅の影響（抵抗幅 4.0m→抵抗幅 1.0m）

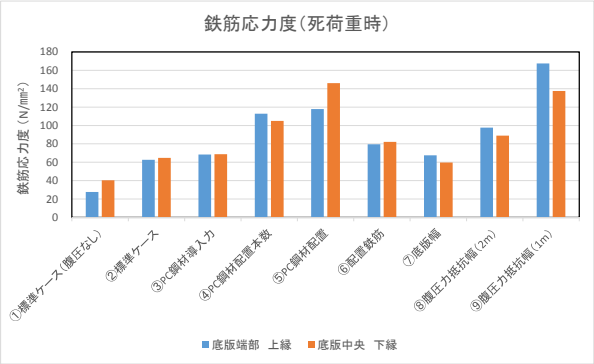


図-3.2.20　鉄筋応力度（死荷重時）

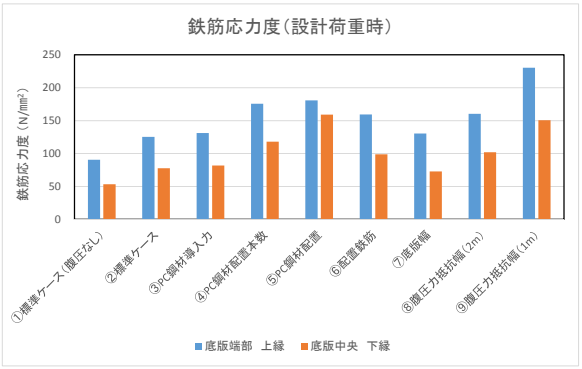


図-3.2.21　鉄筋応力度（設計荷重時）

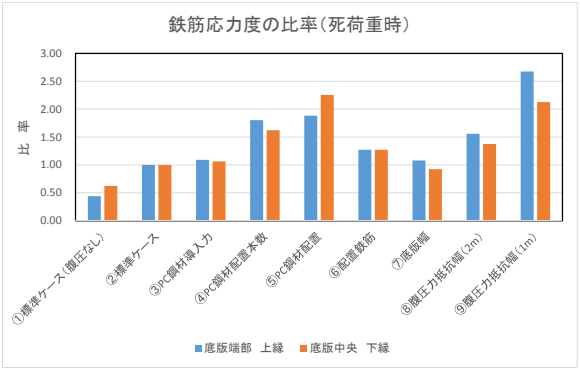


図-3.2.22　鉄筋応力度の比率（死荷重時）

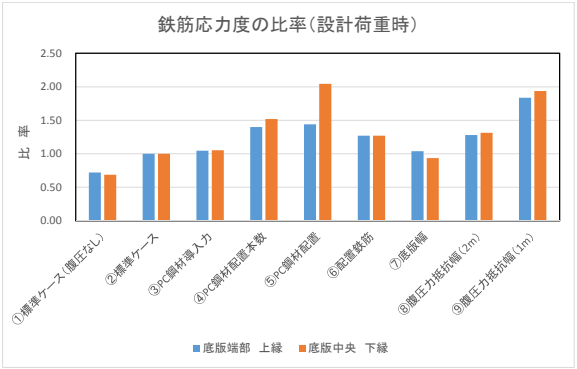


図-3.2.23　鉄筋応力度の比率（設計荷重時）

次に、各検討ケースのひび割れ幅を**図-3.2.24～図-3.2.25** に、②標準ケース（腹圧力考慮）に対する各検討ケースの比率を**図-3.2.26～図-3.2.27** に示す。なお、曲げひび割れ幅は、コンクリート標準示方書 2012【設計編：標準】2.3.4[2)] に準じて算出した。

ひび割れ幅の増加の要因としては、上記 3 つの要因に加えて、配置鉄筋の変更（D13 ctc125⇒D16　ctc250）により、ひび割れ幅が 1.5 倍以上増加している。これは、鉄筋の応力増加もあるが、鉄筋間隔の拡大がひび割れ幅に影響したものと考えられる。

今回の検討結果より、下床版のシースに沿ったひび割れに対しては、構造的には PC 鋼

材配置（下床版中央配置）の影響が大きいことがわかった。そこで、次に、PC 鋼材配置に着目して、腹圧力の影響による下床版の鉄筋応力度とひび割れ幅を検討する。

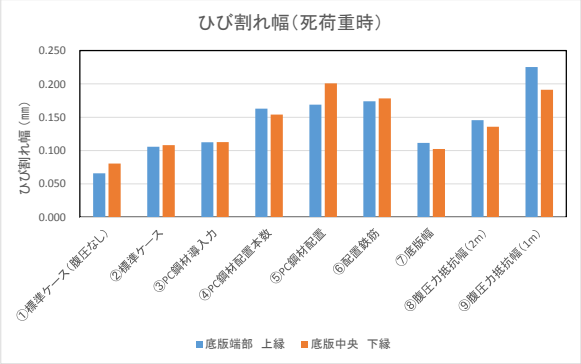


図-3.2.24　ひび割れ幅（死荷重時）

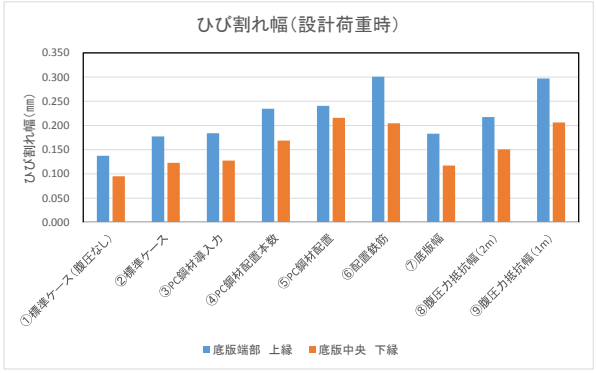


図-3.2.25　ひび割れ幅（設計荷重時）

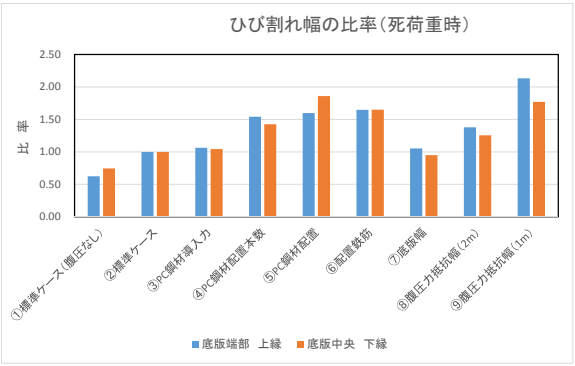


図-3.2.26　ひび割れ幅の比率（死荷重時）

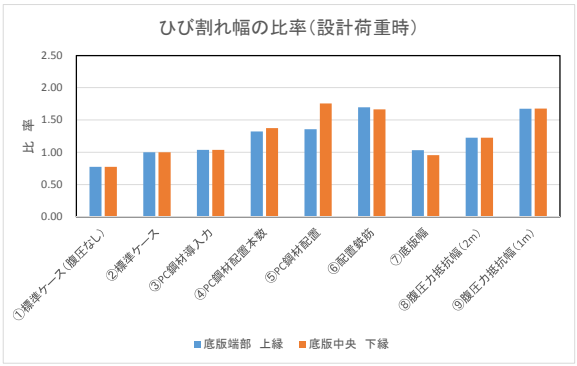


図-3.2.27　ひび割れ幅の比率（設計荷重時）

(7) PC 鋼材配置に着目した腹圧力に対する下床版の検討

1) 検討概要

PC 箱桁を対象に、腹圧力により下床版に発生する橋軸方向ひび割れの抑制を目的に、下床版の PC 鋼材配置に着目して検討を行う。検討モデルは、**図-3.2.14** の支間中央断面としたが、下床版厚は、全断面有効として抵抗することを前提に、コンクリートに発生する引張応力を 3.0N/mm² 以下となる床版厚を設定する。

鉄筋応力は、RC 断面として算出し、曲げひび割れ幅を照査する。

曲げひび割れ幅は、コンクリート標準示方書 2012【設計編：標準】2.3.4[2] に準じた。

設計荷重は、道路橋示方書（H24）に準じた荷重とする。また、部分係数設計法を適用したケースとして、死荷重に対して 1.05、活荷重に対して 1.25 を乗じたケースの検討を行う。

2) 検討の手順

検討の手順を以下に示す。

① 下床版厚の検討

道路橋示方書（H24）に準じて、箱桁断面の曲げモーメントを算出し、設計荷重作用時のコンクリートの引張応力度が 3.0N/mm² 以下となる下床版厚を設定する。

② 鉄筋応力度、ひび割れ幅の検討

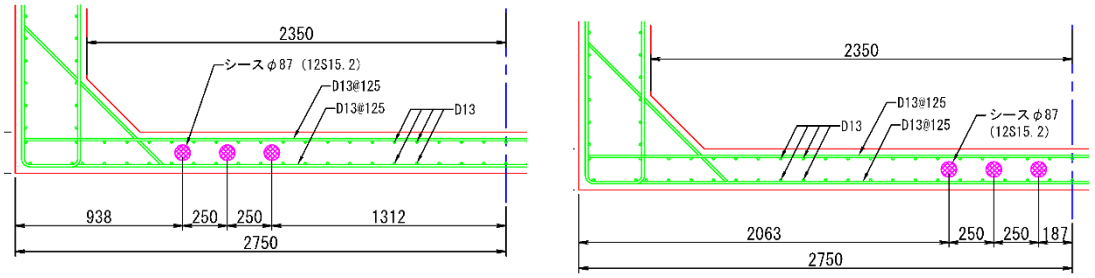
設定した下床版厚の箱桁断面の曲げモーメントを算出し、橋軸直角方向鉄筋の応力度とひび割れ幅を算出する。

3) 検討ケース

検討ケースは**表-3.2.15** の 3 ケースとした。

表-3.2.15　検討ケース

検討ケース	腹圧力	PC 鋼材配置
ケース 1	無　し	－
ケース 2	有　り	ウェブ寄り
ケース 3	有　り	下床版中央



ケース 2：ウェブ寄りに PC 鋼材を配置　　ケース 3：下床版中央に PC 鋼材を配置

図-3.2.28　鉄筋応力度とひび割れ幅の関係

4）検討結果

① 下床版厚

道路橋示方書（H24）に準じた各検討ケースについて、箱桁断面の発生曲げモーメントに対してコンクリート断面を全断面有効と仮定して曲げ応力度を算出した。設計荷重時の下床版厚とコンクリートの引張応力度の関係を**図-3.2.29～図-3.2.31** に示す。

図より設計荷重時の下床版の引張応力度が－3.0N/mm² 以下となる床版厚は、ケース 1：190 ㎜、ケース 2：220mm、ケース 3：270mm となる。以降は、各ケースの床版厚で検討を行う。

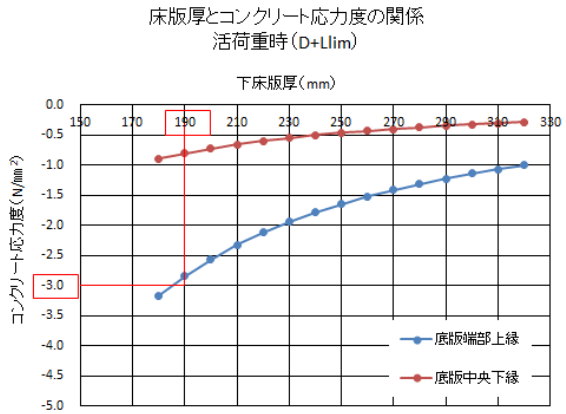


図-3.2.29
ケース 1：腹圧無し

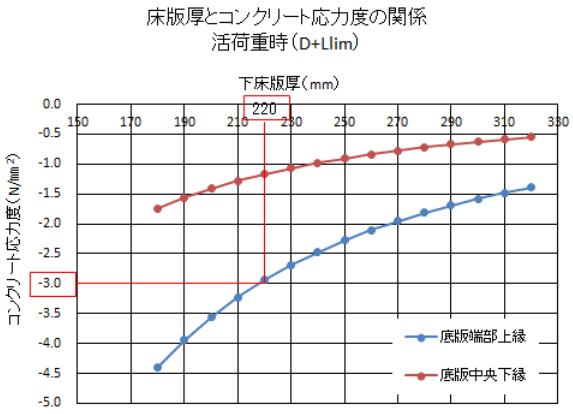


図-3.2.30
ケース 2：腹圧有（PC 鋼材ウェブ寄り）

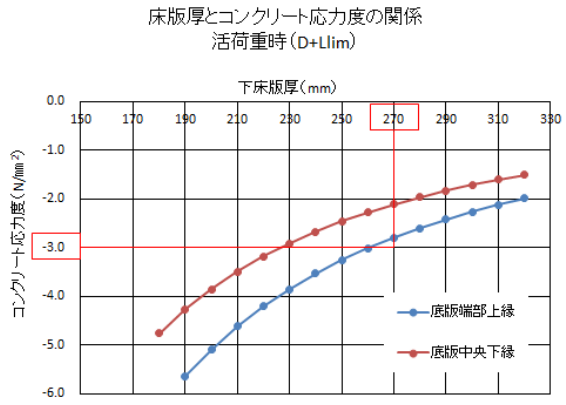


図-3.2.31
ケース 3：腹圧有（PC 鋼材下床版中央）

② 下床版の橋軸直角方向の鉄筋応力度と曲げひび割れ幅

各検討ケースの下床版の橋軸直角方向の鉄筋応力度とひび割れ幅を**表-3.2.16** に示す。また、表中の鉄筋応力度とひび割れ幅の関係を**図-3.2.32** に示す。

表-3.2.16　道路橋示方書（H24）荷重係数：死荷重 1.0、活荷重 1.0

検討ケース	配置鉄筋	荷重状態	鉄筋応力 (N/mm²)		ひび割れ幅 (mm)	
			端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁
ケース 1：腹圧なし	D13 ctc125	死荷重時	39.5	57.7	0.079	0.100
		設計荷重時	129.3	76.4	0.182	0.121
（床版厚 190mm）	D16 ctc250	死荷重時	50.3	73.5	0.127	0.164
		設計荷重時	164.6	97.3	0.309	0.202
ケース 2：腹圧有（PC 鋼材ウェブ寄り）	D13 ctc125	死荷重時	73.7	76.1	0.118	0.121
		設計荷重時	147.7	91.5	0.203	0.139
（床版厚 220 ㎜）	D16 ctc250	死荷重時	93.8	96.8	0.196	0.201
		設計荷重時	187.8	116.4	0.346	0.232
ケース 3：腹圧有（PC 鋼材床版中央）	D13 ctc125	死荷重時	106.2	137.0	0.155	0.191
		設計荷重時	163.3	148.9	0.221	0.204
（床版厚 270 ㎜）	D16 ctc125	死荷重時	69.8	90.0	0.113	0.136
		設計荷重時	107.3	97.8	0.155	0.144

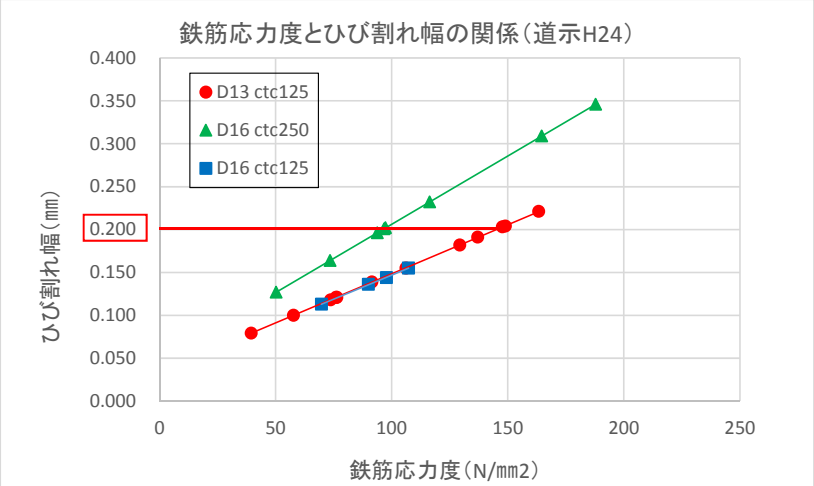


図-3.2.32　鉄筋応力度とひび割れ幅の関係

表-3.2.16、図-3.2.32 より、以下のことがわかる。

・配置鉄筋量（D13、配置間隔 125mm）が同じ場合、PC 鋼材配置をウェブ寄りにしたケース 2 の方が、下床版中央に配置したケース 3 より、床版厚を 50mm 薄くしても死荷重時、設計荷重時の鉄筋応力度とひび割れ幅は小さい。

・鉄筋配置間隔が 125mm の場合は、設計荷重時の鉄筋応力度を 140N/mm² 以下にすれば、ひび割れ幅は 0.2mm 以下となる。

・鉄筋配置間隔が 250mm の場合は、死荷重時の鉄筋応力度が 100N/mm² 以下でも、ひび割れ幅は 0.2mm 以上となり、設計荷重時の鉄筋応力が 180N/mm² 以下でも、ひび割れ

幅は 0.3mm 以上となる。

・設計荷重時のひび割れ幅を 0.2mm 以下にするためには、鉄筋間隔を 125mm 以下とし、鉄筋応力度を 140N/mm² 以下にすることが有効と考えられる。

③ 部分係数設計法を適用して試算した鉄筋応力度とひび割れ幅

ここでは、H24 道路橋示方書の死荷重と活荷重に対して、荷重が大きくなった場合を想定し、死荷重で 1.05 倍、活荷重で 1.25 倍となった場合の下床版の鉄筋応力度とひび割れ幅の検討結果を**表-3.2.17**、**図-3.2.33** に示す。

下床版の鉄筋応力度とひび割れ幅及びその比率から以下のことがわかる。

・部分係数設計法を適用した場合と H24 道示に準じた場合の鉄筋応力度、ひび割れ幅の比率（(部分係数設計法) / (H24 道示)）は、死荷重時では死荷重の割増係数 1.05 とほぼ等しい。

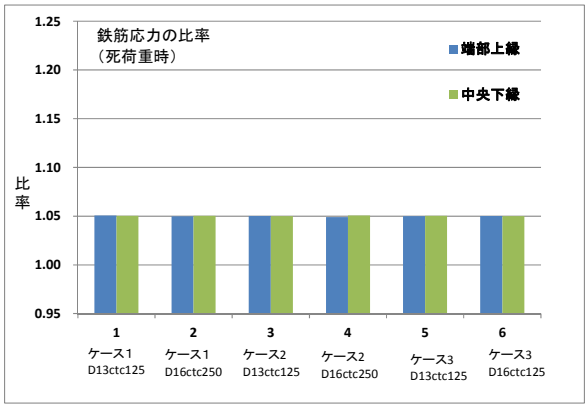
・部分係数設計法を適用した場合と H24 道示に準じた場合の設計荷重時の鉄筋応力度の比率は、下床版端部上縁が中央下縁より大きく、その比率は、ケース 1[腹圧なし]（1.19 程度）＞ケース 2[PC 鋼材ウェブ寄り]（1.15 程度）＞ケース 3[PC 鋼材下床版中央]（1.12 程度）の順番になる。

・腹圧の影響の大きなケース 3[PC 鋼材下床版中央]では、設計荷重時の床版中央下面の鉄筋応力度の比率（(部分係数設計法) / (道示（H24))）は 1.07 程度である。

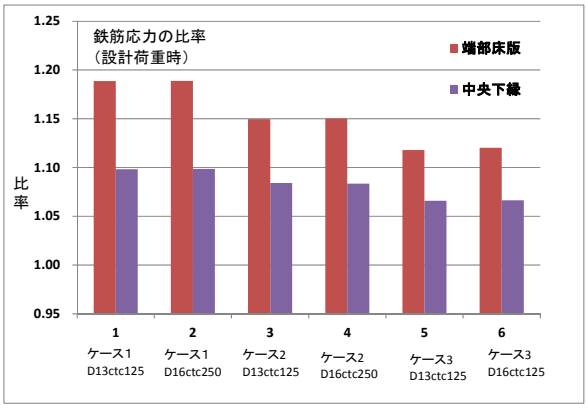
・設計荷重時の鉄筋応力度、ひび割れ幅は、腹圧力を考慮するケース 2、3 の方が、腹圧力を考慮しないケース 1 より（(部分係数設計法) / (道示（H24))）の割合が小さい。これは、ケース 2、3 では腹圧力などの死荷重による断面力の割合が、活荷重による断面力の割合より大きいため、部分係数設計法による活荷重の荷重係数 1.25 の影響が相対的に小さくなったと考えられる。

表-3.2.17　H24 道示と部分係数設計法の鉄筋応力度、ひび割れ幅の比較

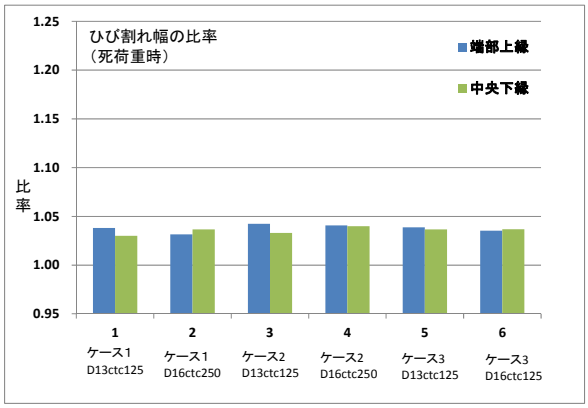
検討ケース	配置鉄筋	荷重状態	H24道示				部分係数設計法				部分係数設計法／H24道示			
			鉄筋応力(N/mm²)		ひび割れ幅(mm)		鉄筋応力(N/mm²)		ひび割れ幅(mm)		鉄筋応力(比率)		ひび割れ幅(比率)	
			端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁	端部上縁	中央下縁
ケース1：腹圧なし	D13	死荷重時	39.5	57.7	0.079	0.100	41.5	60.6	0.082	0.103	1.05	1.05	1.04	1.03
	ctc125	設計荷重時	129.3	76.4	0.182	0.121	153.7	83.9	0.210	0.130	1.19	1.10	1.15	1.07
（床版厚190mm）	D16	死荷重時	50.3	73.5	0.127	0.164	52.8	77.2	0.131	0.170	1.05	1.05	1.03	1.04
	ctc250	設計荷重時	164.6	97.3	0.309	0.202	195.7	106.9	0.358	0.217	1.19	1.10	1.16	1.07
ケース2：腹圧あり	D13	死荷重時	73.7	76.1	0.118	0.121	77.4	79.9	0.123	0.125	1.05	1.05	1.04	1.03
（PC鋼材ウェブ寄り）	ctc125	設計荷重時	147.7	91.5	0.203	0.139	169.8	99.2	0.228	0.147	1.15	1.08	1.12	1.06
（床版厚220mm）	D16	死荷重時	93.8	96.8	0.196	0.201	98.4	101.7	0.204	0.209	1.05	1.05	1.04	1.04
	ctc250	設計荷重時	187.8	116.4	0.346	0.232	216.0	126.1	0.391	0.246	1.15	1.08	1.13	1.06
ケース3：腹圧あり	D13	死荷重時	106.2	137.0	0.155	0.191	111.5	143.9	0.161	0.198	1.05	1.05	1.04	1.04
（PC鋼材床版中央）	ctc125	設計荷重時	163.6	148.9	0.221	0.204	182.9	158.7	0.243	0.215	1.12	1.07	1.10	1.05
（床版厚270mm）	D16	死荷重時	69.8	90.0	0.113	0.136	73.3	94.5	0.117	0.141	1.05	1.05	1.04	1.04
	ctc125	設計荷重時	107.3	97.8	0.155	0.144	120.2	104.3	0.170	0.152	1.12	1.07	1.10	1.06



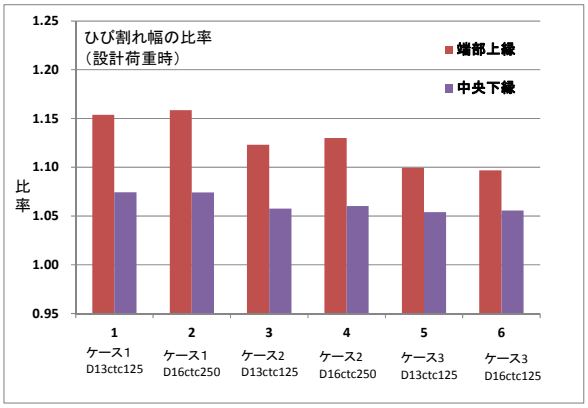
（1）鉄筋応力度の比率（死荷重時）



（2）鉄筋応力度の比率（設計荷重時）



（3）ひび割れ幅の比率（死荷重時）



（4）ひび割れ幅の比率（設計荷重時）

図-3.2.33　H24 道示と部分係数設計法の鉄筋応力度、ひび割れ幅の比較

3.2.4 ひび割れの発生を抑制する対策案

本章では、初回点検結果を基に、ポステン箱桁橋の「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」に対して要因を分析した結果、構造的な要因としては、腹圧力の影響が疑われる橋梁が多かった。変状要因が腹圧力と想定される橋梁について設計図書等を調査した結果、これまでの技術基準では箱桁下床版に対する腹圧力の考慮について明確な記述となっていないこともあり、設計者の判断により鉛直方向の腹圧力の考慮の有無にばらつきがあることがわかった。さらに、実績での変状の有無と配置された鉄筋の応力度の相関を確認したところ、高い相関が確認された。

次に、ポステン箱桁橋の下床版に着目して、構造的条件（PC 鋼材緊張力、PC 鋼材配置、鉄筋配置、下床版支間等）による腹圧力の影響を解析的に分析した結果、腹圧力を増加させる要因として、下床版の PC 鋼材の配置位置や PC 鋼材の本数の影響が、他の要因より大きいことがわかった。

以上より、「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」の発生を抑制する対策として、「腹圧力を低減する対策」と「補強鉄筋による対策」が有効であると考えられる。

【腹圧力を低減する対策】

- 桁高変化がある箱桁断面の下床版に PC 鋼材を配置する場合は、できるだけウェブ近傍に配置し、下床版支間中央部には配置しない。
- 下床版に PC 鋼材を配置する場合には、PC 鋼材の本数はできるだけ少なくする。ただし、構造的なリダンダンシーが低下することには留意が必要となる。

【補強鉄筋による対策】

- 実績での変状の有無と配置されている鉄筋に生じる応力度の相関を確認したところ、高い相関があり、ひび割れの発生限界は、鉄筋応力度で 120N/mm^2～140N/mm^2 程度で確認されたことより、H24 道示に準じる場合には、鉄筋応力度を 140N/mm^2（部分係数設計法を適用して荷重係数を死荷重 1.05、活荷重 1.25 を考慮した場合は、160N/mm^2）程度に制限することにより、変状を抑制することが期待できると考えられる。
- 鉄筋に生じる応力度とひび割れ幅を試算した結果、ひび割れ幅を抑制するためには、鉄筋応力度を 140N/mm^2 程度に抑えるとともに、鉄筋の配置間隔を 125mm にするなど、配置間隔を小さくすることが有効と考えられる。

なお、ポステン箱桁の「主桁下面の橋軸方向ひび割れ」の発生要因としては、乾燥収縮や温度等も想定されるので、上記の対策の実施がひび割れを発生させないことを保証するものではないが、PC 鋼材の腹圧力に対して、下床版の形状変更なしに PC 鋼材配置の変更

や鉄筋応力度の低減等の対策を行うことで、ひび割れ発生リスクの低減が期待できる。

【3.2 の参考文献】

1) AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012
2) 2012 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 公益社団法人 土木学会, 2012

3.3 実橋における施工時挙動計測と再現解析

初期変状（ひび割れ）は、打継目の「外部拘束」、マスコンクリート部材での水和熱にともなう「内部拘束」、架設地の気象変動等の「環境条件」、養生期間等の「施工条件」などの単独の要因によって生じるわけではなく、それらが複合して初期変状につながっていることが考えられる。このため、**表-3.3.1** に示す張出し架設により施工された橋梁に対して、施工時における温度応力や外部拘束によるひずみの計測を行い、設計上の仮定との乖離について検証した。

なお実橋計測は、平成 25～26 年度に実施しており、計測の詳細は、報告書（その１）[10] にも記載されているため、そちらも参照されたい。

3.3.1 実橋における施工時挙動計測

(1) 実橋計測内容及び計測箇所

以下に計測を実施した橋梁の概要（**表-3.3.1**）と計測項目、検証内容（**表-3.3.2**）を示す。

表-3.3.1　計測橋梁の架設方法

橋梁名	架設方法	構造形式	計測時期
B橋	張出し架設	PC4径間連続ラーメン1（～2）室箱桁 （※計測対象は1室箱桁区間）	H26.09～H27.02

※平成 25～26 年度に実施した実橋計測は、B 橋に加えて支保工架設により施工された A 橋についても実施している。A 橋の詳細については、報告書（その１）[10] を参照のこと

表-3.3.2　計測項目と検証内容

橋梁名 （架設方法）	計測項目	検証内容
B橋 （張出し架設）	コンクリート温度 施工打継目の鉄筋ひずみ 主桁上下縁の鉄筋ひずみ ウェブのコンクリートひずみ	実施工における挙動と設計での仮定との乖離について，計測値と解析結果を比較することで検証する

※平成 25～26 年度に実施した実橋計測は、B 橋に加えて支保工架設により施工された A 橋についても実施している。A 橋の詳細については、報告書（その１）[10] を参照のこと

1）B 橋の施工概要及び計測内容

以下に計測検討対象である B 橋（張出し架設）の施工概要及び計測内容を示す。

1-1）施工概要

実橋の状況と設計計算における仮定の違いを検証するために、主桁内の鉄筋ひずみ、ウェブ側面のコンクリートひずみ、施工ブロック目地の目地開きについて計測を実施した。
計測対象橋梁の概要は**表-3.3.1** のとおりである。

計測対象区間とした A1～P1 径間は、P1 柱頭部から移動作業車によって張出し架設工法で施工された区間である。当該区間の張出し架設部分は、**図-3.3.1** に示すとおり 10 ブロックに分割されて施工されている。また、架設時の主な施工イベント日時（移動作業車の移動日、コンクリート打設日、PC 鋼材の緊張日）を、**表-3.3.3** に示す。なお、全体一般図は、**図-3.3.2** のとおりである。

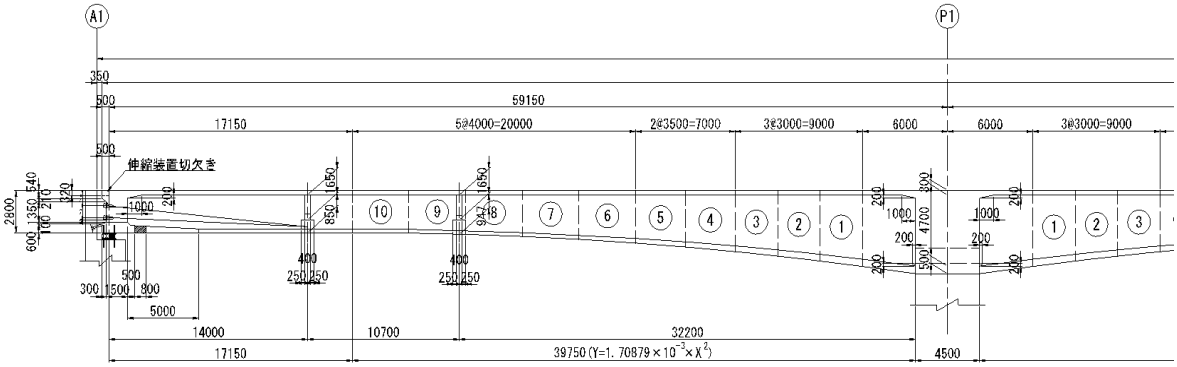


図-3.3.1　施工ブロック割り

表-3.3.3　Ｐ１張出しの施工イベント日付

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

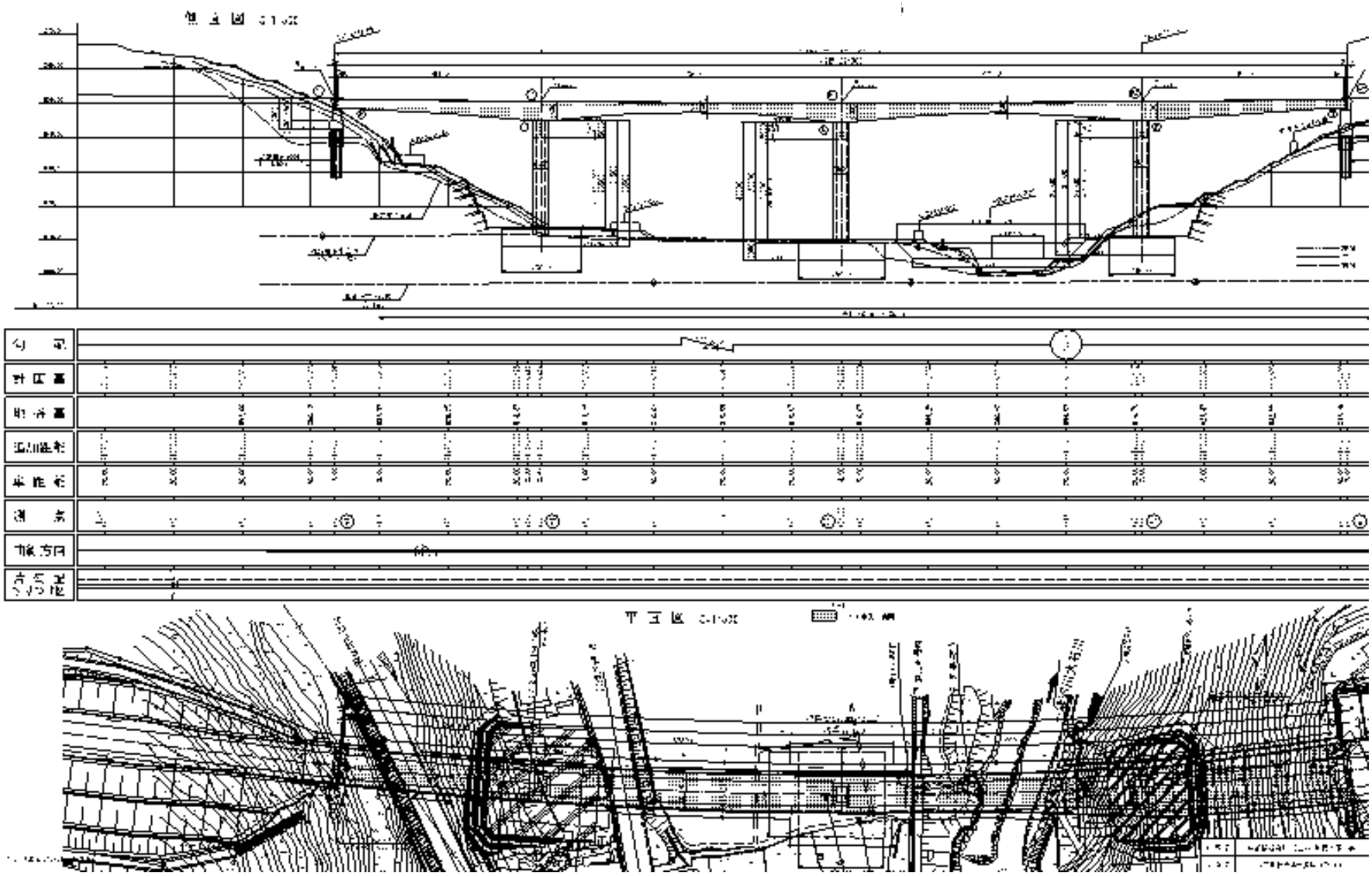


図-3.3.2　B 橋全体一般図

1-2） 計測箇所及び計測内容

各施工段階で主桁に生じる応力と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であるかを確認するために、張出し架設での各ブロックの移動作業車移動（前進）時、生コン打設時、及び PC 鋼材緊張時の鉄筋ひずみとコンクリート温度の連続計測を実施した。

計測箇所は、**図-3.3.3** に示すように、架設時の斜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 ブロックとしている。また、計測期間は、A1-P1 間の張出し施工期間である約 3 ヶ月間（平成 26 年 9 月下旬～12 月下旬）とし、計測インターバルは 1 時間間隔とした。

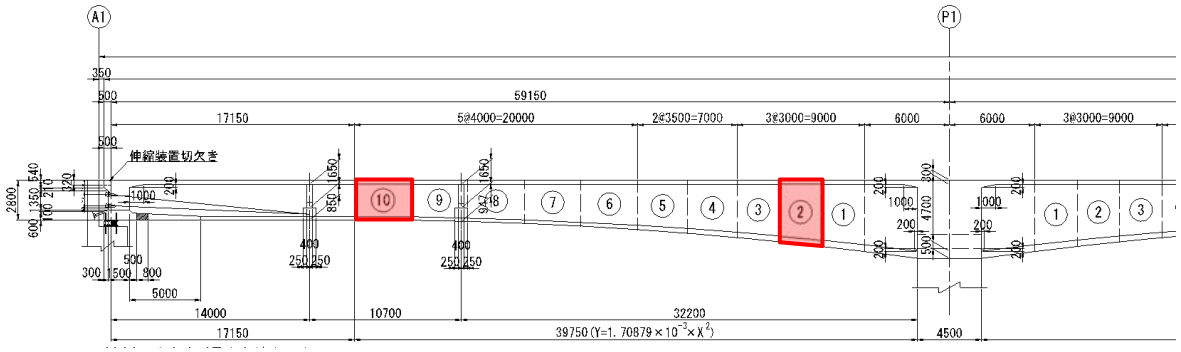


図-3.3.3　施工ブロック割り

計測対象ブロックとした第 2 ブロックと第 10 ブロックの、計測センサ（ゲージ・熱電対・変位計）の設置概要を**図-3.3.4**～**図-3.3.9** に示す。新ブロック側の打継ぎ部については、旧ブロックに拘束される直角方向（張出し方向）を主な計測対象とし、新ブロックの先端側については橋軸方向も計測した。また、張出床版先端部の新旧コンクリートの打継ぎ目地にはパイ型変位計を設置し、目地開き（ひび割れ）が生じた場合の目地幅を計測した。

（a）上床版部　　（b）断面内・ウェブ内側面

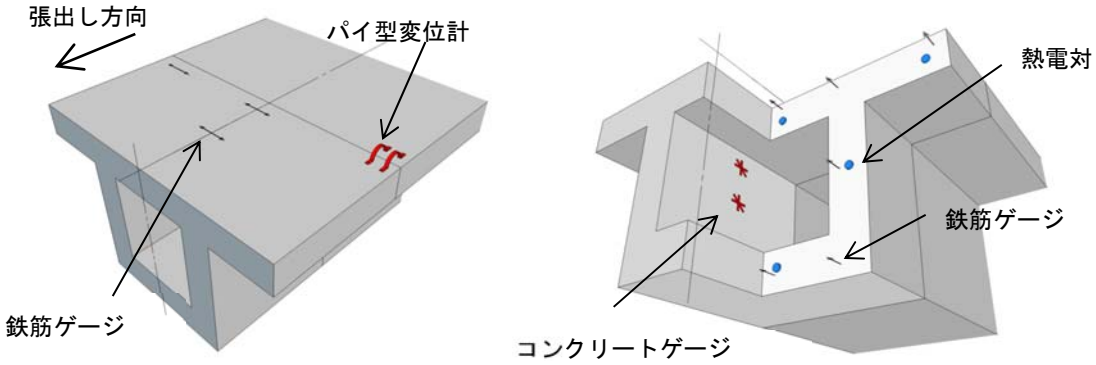


図-3.3.4　ゲージ・熱電対・変位計の設置概要

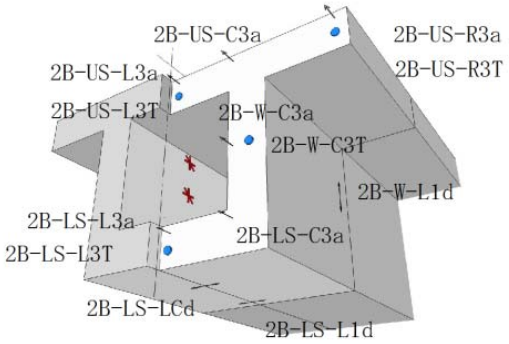


図-3.3.5　計測センサ名称及び設置箇所（第 2 ブロック）

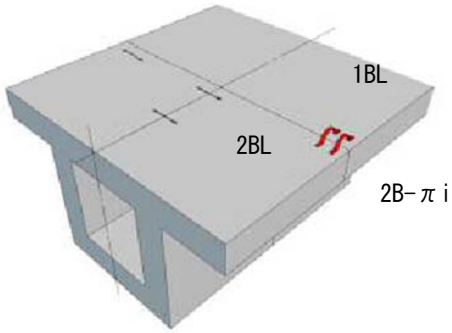


図-3.3.6　計測センサ名称及び設置箇所（パイ型変位計）

各断面の鉄筋ひずみやコンクリート温度等の計測箇所数とチャンネル数の集計を**表-3.3.4**に示す。

表-3.3.4　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)	

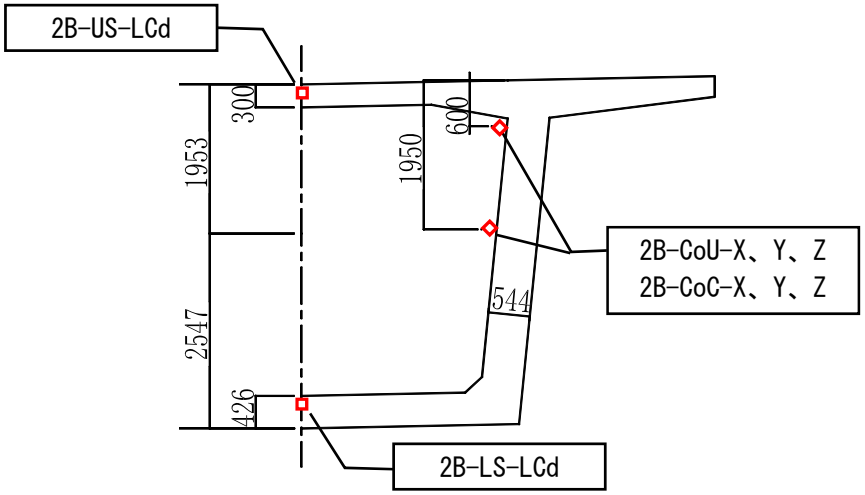


図-3.3.7　第２ブロック中央の計測センサ名称及び設置箇所

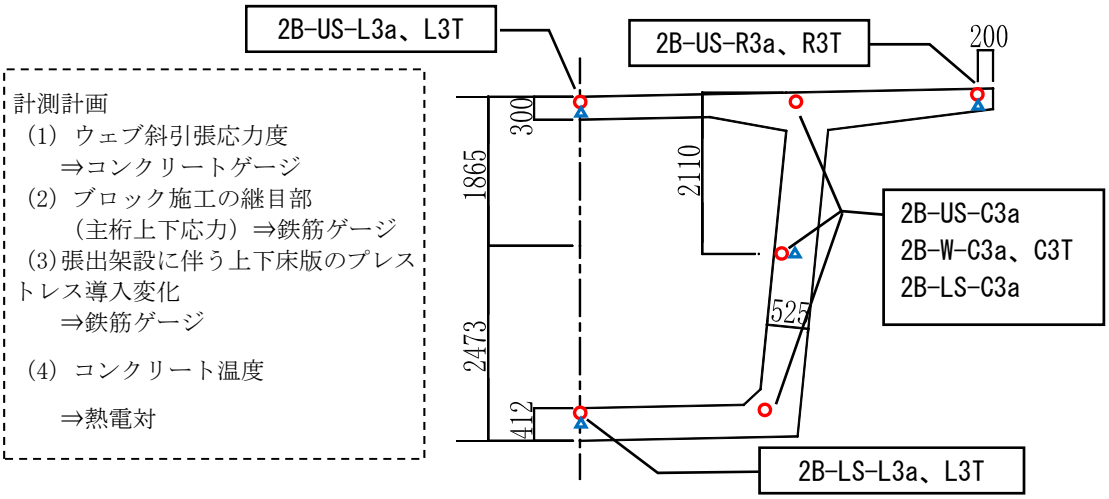
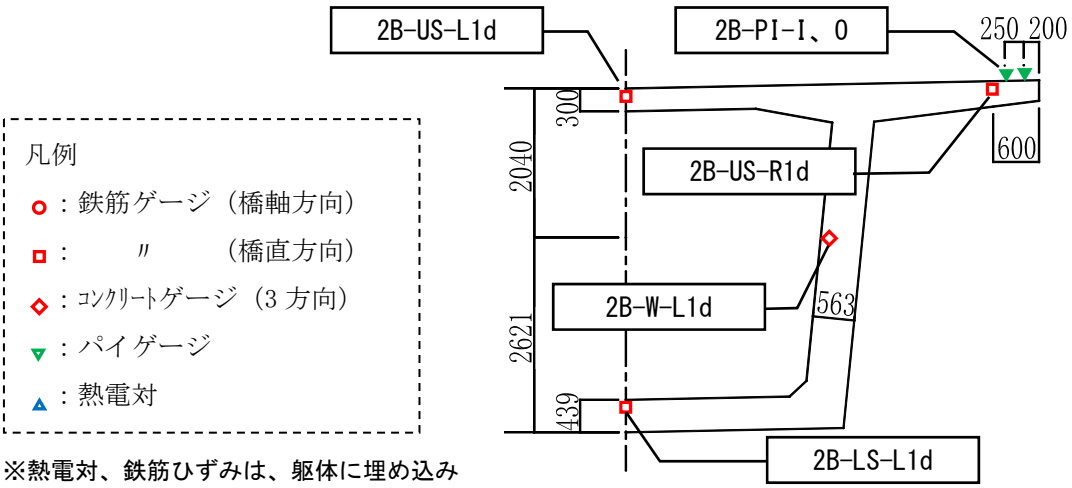


図-3.3.8　第２ブロック先端の計測センサ名称及び設置箇所



※熱電対、鉄筋ひずみは、躯体に埋め込み
パイゲージ、コンクリートゲージはコンクリート硬化後に設置

図-3.3.9　第２ブロック付根の計測センサ名称及び設置箇所

（2）計測結果及び設計計算等との比較

1）張出し架設の計測結果及び設計計算との比較

① 主桁上下縁軸方向応力度

張出し架設中の主桁上下縁のコンクリート応力度と設計値（σU・σL）との比較結果を、図-3.3.10に示す。ここで、コンクリート応力度は、図-3.3.8に示した鉄筋ゲージ（第2ブロックの先端寄りのUS-L3a、LS-L3a、US-C3a、LS-C3a）の計測値（2面貼ったゲージの平均）から、鉄筋コンクリートのヤング係数比をn=7（設計値相当のEs/Ec）と仮定して算出している。

図-3.3.10により、実橋の応力状態はLS-L3aを除き概ね設計値どおりであり、設計値と実測値が概ね一致していることがわかる。設計値は、段階施工にともなう自重や施工重機荷重、逐次導入されるプレストレス力等による影響を考慮して算出された応力度であり、これらの荷重の影響が生じる施工段階（自重が作用する移動作業車移動時やプレストレスが導入されるPC鋼材の緊張時）での挙動は、実測値と設計値はよく整合しているといえる。

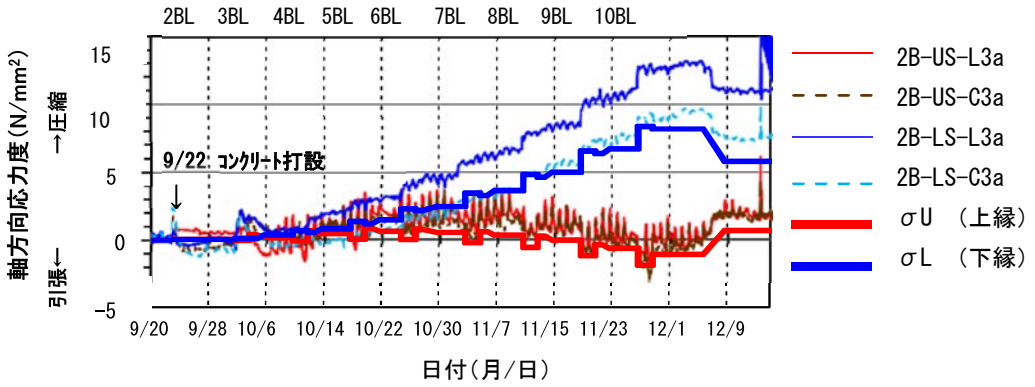


図-3.3.10 主桁上下縁のコンクリート応力度

また、第2ブロックのコンクリート打設直後の主桁上下縁のコンクリート応力度の時系変化を図-3.3.11（図-3.3.10の第2ブロック打設日近傍を拡大したもの）に示す。図-3.3.11より、第2ブロックのコンクリート打設日（9/22）から間もない2日後（9/24）には引張応力が計測されていることがわかる。この引張応力が発生した時点では、コンクリートはまだ十分に硬化していないと考えられる。打設後間もないコンクリートが低強度状態で引張応力が発生していることになるため、この時点のひび割れ発生リスクは、その後の引張応力の変動が少ない（0～2N/mm²の間）ことからも、その後の状態に比べ比較的高い状態であったと考えられる。

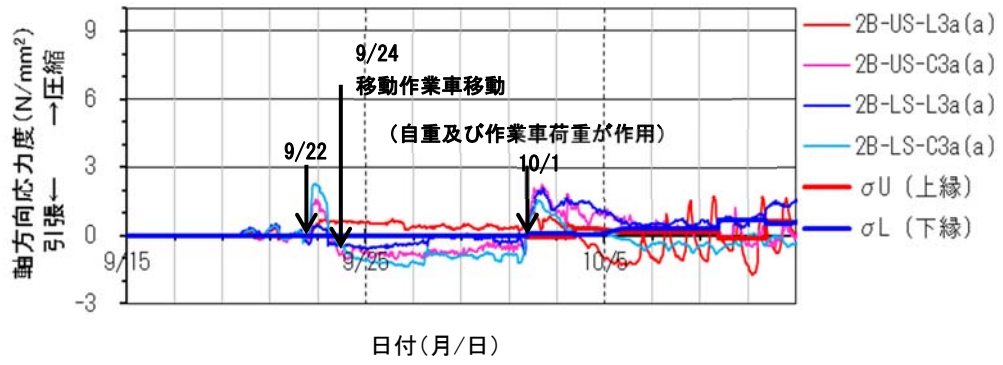


図-3.3.11　施工初期段階の主桁上下縁のコンクリート応力度

また、図-3.3.11に示す第2ブロックの主桁上縁応力から、隣接する第3ブロック打設後のコンクリート水和熱による温度差の影響と考えられる応力変動（3N/mm²程度）が生じていることがわかる。図-3.3.10をみると主桁上縁側の計測箇所では、施工イベントに関わらず、3N/mm²程度の日変動が生じている。これは直射日光で上床版が暖められ、ウェブとの温度差が生じたことにより、上床版とウェブの温度膨張に差が生じることで応力変動が生じたものと推測される。この影響は、最終第10ブロック施工段階まで施工中継続的に発生している。以上からも、水和熱や日射による温度差が応力変動に与える影響は大きい可能性が高い。これら温度差による影響は、部材寸法やコンクリート配合、外気温等の環境条件等の差異により変動するため、これらの差異が与える影響の程度についても検討する必要がある。

② 斜引張応力度

張出し架設中のウェブの斜引張応力度の計測値と設計値（σI）との比較結果を、図-3.3.12に示す。

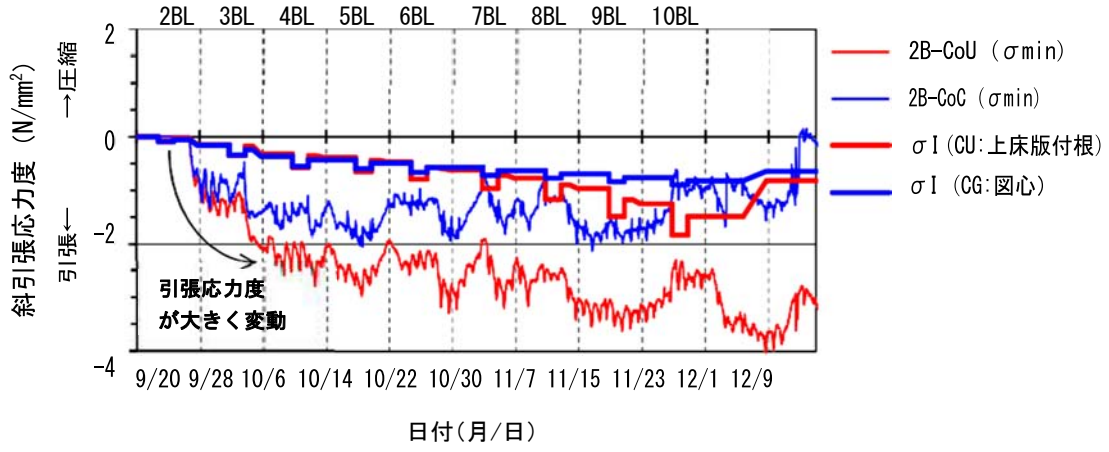


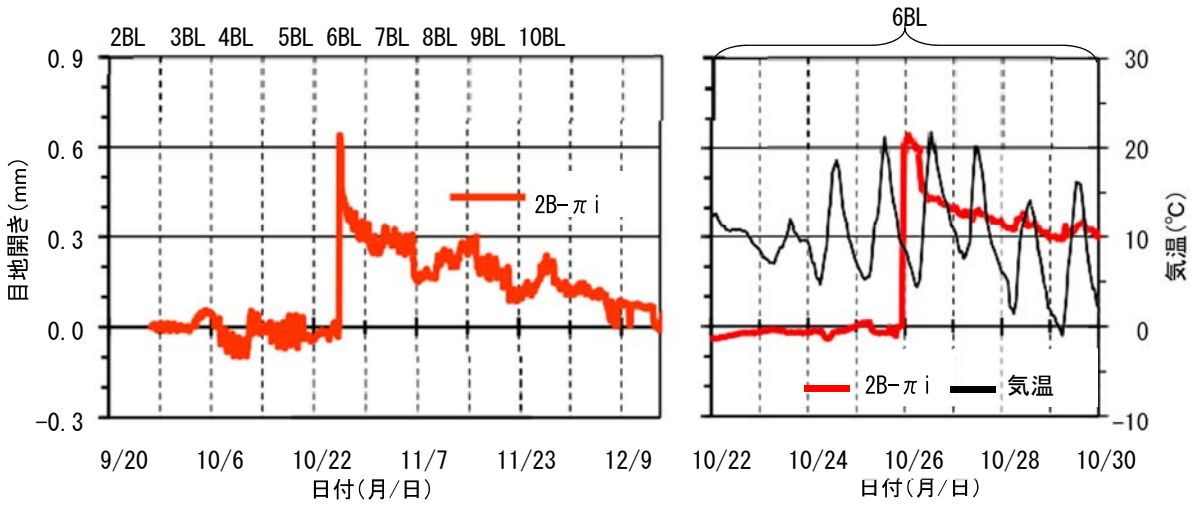
図-3.3.12 ウェブの斜引張応力度

ここで、張出し架設中のウェブ内側の斜引張応力度は、3 方向（水平・鉛直・45°）のコンクリートゲージ（2B-CoUおよび2B-CoC）の計測値（コンクリート表面ひずみ）から推定している。**図-3.3.12** をみると、計測値の第3～第5ブロック施工時の応力度の増加割合が設計値より大きい。しかし、その後の推移は設計値と同程度に落ち着いていることがわかる。初期の応力度の増加割合が大きくなった原因としては、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、計測機器の誤作動による計測エラーなどが考えられる。

③　打継目地開き

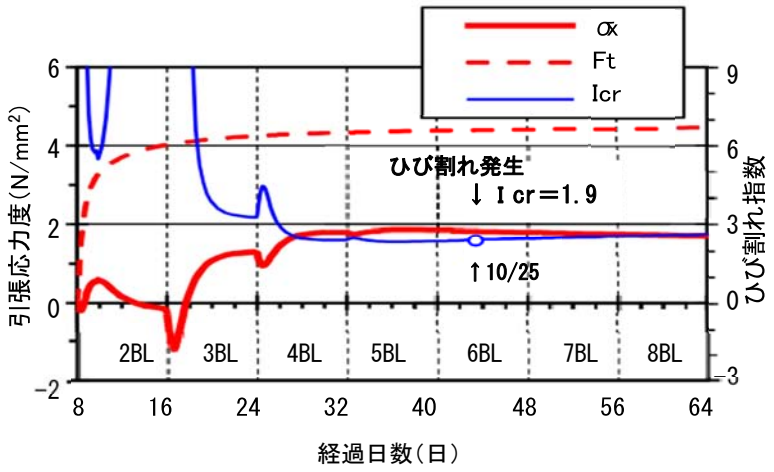
図-3.3.6に示した箇所に設置したパイ型変位計の計測結果を**図-3.3.13**に示す。**図-3.3.13**をみると、第6ブロックのコンクリートを打設した翌日（10月25日）の深夜に 0.6mm の目地開きが生じていることがわかる。また、片持ち床版先端寄りに発生する橋軸方向引張の温度応力解析結果（発生応力度：σx、引張強度：Ｆt、ひび割れ指数：Ｉcr）を**図-3.3.14**に示す。この目地開き（ひび割れ）が計測された時点の当該箇所の温度応力解析でのひび割れ指数はIcr＝1.9で、目地開きが起こる確率は小さい（P＝4.4%）が、実際にはひび割れが生じている。この目地開き（ひび割れ）が計測されたタイミングは、コンクリート荷重によって主桁上縁に引張応力が発生し、また外気温が下がったタイミングであり、コンクリート部材間の温度差の影響で引張応力が発生したものと推定され、このように幾つかの要因が複合してひび割れが発生した（目地が開いた）ものと考えられる。

なお、このひび割れ（目地開き）は、**図-3.3.13**からもわかるように、張出し施工の進捗にともなうプレストレスの導入とともに徐々に閉塞していき、最終的には、目地開き量はゼロとなっていることが確認されている。



（a）　全計測期間（第2ブロック～第10ブロック）　　（b）第6ブロック施工期間

図-3.3.13 目地開き量



※温度応力解析条件等の詳細は報告書（その１）[10] を参照

図-3.3.14 温度応力解析結果

2）まとめ

実橋計測と設計値とを比較した結果を以下に示す。ここで、設計値には、施工段階ごとに変化する張出し時の自重，プレストレス力，機械荷重の移動などの影響について考慮している。ただし、温度変化（温度差）による影響（温度応力）については考慮していない。

・ 計測値と設計値の日変動等を除く大きな傾向は概ね似た傾向を示していることを確認した。したがって、設計値は、張出し架設時の自重やプレストレス、施工機械荷重移動等の施工イベント（施工中に作用する荷重）による応力変動の影響を概ね再現できていることを確認した。したがって，荷重の影響についての考慮については、設計計算（はりモデル）で問題がないと考えられる。

・ 気温の日変動（日射等による温度差）や水和熱等による温度の影響により、発生応力が無視できないレベル（3N/mm²程度）で変動している。したがって、張出し架設時の自重やプレストレス、施工機械荷重移動等の施工イベントの影響を考慮することに加えて、コンクリートの温度変化（温度差）の影響についても精度よく把握し、その影響を考慮することがひび割れリスクを低減するうえで重要と考えられる。

・ 温度変化（温度差）の影響については、部材寸法やコンクリート配合、外気温等の環境条件の差異により変動するため、コンクリートの温度変化（温度差）の影響を精度よく把握するためには、これらの差異が与える影響の程度について検討する必要がある。

・ 実橋においてひび割れが発生したタイミングは、自重および施工時荷重による引張応力が生じるタイミングと温度降下のタイミングが重なった時であった。温度応力解析結果から、このひび割れが発生した時点の温度変化（温度差）の影響のみでひび割れが発生する可能性は低いことも確認している。しかし、実際にはひび割れは生じており、このように複合的な要因が重なるとひび割れ発生リスクが大きくなり、ひび割れが発生する可能性があることを確認した。

以上より、施工段階に作用する荷重（自重やプレストレス、施工機械荷重等）の影響と、コンクリート部材間の温度差の影響の組合せによって、それが初期変状（ひび割れ）の発生に与える影響が大きいといえる。また、これらの要因それぞれ単独のみでは、初期変状リスクは小さくてもこれらの要因による影響が重なるとひび割れが生じる可能性があることがわかった。従って、施工時のひび割れ発生リスクの低減策の検討においては、少なくとも荷重の影響と温度差の影響を組合せた（重合わせた）場合の影響について確認しておく必要があると考えられる。さらには、供用後初期段階で発生するひび割れは、施工時の要因による残留応力と供用後に載荷される荷重による増加応力が組み合わされることで発生リスクが高まると考えられるため、この観点からも施工時のリスクをできるだけ低減しておくことが重要となる。

なお、コンクリート部材間の温度差の影響は、部材寸法やコンクリート配合、外気温等の環境条件等の差異により変動するため、精度よく把握するためには、これらの差異が与える影響の程度について検討する必要がある。

3.3.2　施工時の架設手順及び温度状態を考慮した再現解析

3.3.1 に示した実橋計測と設計計算の比較結果より、架設時荷重（自重、プレストレス導入、機械荷重）による応力変動に加えて、コンクリート部材間の温度差の影響による応力変動がひび割れ発生に与える影響が大きいことがわかった。よって、ここでは、この両方の影響の同時性を考慮した再現解析を実施し、架設時荷重の影響と温度変化（温度差）の影響が組合わさった（重ね合わさった）場合の影響について確認を行い、各施工段階で生じるひび割れ発生リスクについて検討する。

(1)　再現解析で考慮する影響

本項で実施する再現解析には、以下に示す項目を考慮する。

① 施工イベント（コンクリート打設リフト（自重）、プレストレス導入、機械荷重の載荷と除去等）を考慮し、実橋の施工工程にあわせた段階的な応力・挙動変化を考慮する。

② 新旧コンクリートの材齢差によるクリープ・乾燥収縮の影響を考慮する。

③ 実橋のセメント種類等のコンクリート配合によるコンクリートの発熱、強度及び剛性の時系変化の影響を考慮する。

④ 新旧コンクリートの材齢差にともなう温度差や拘束、養生に伴う熱伝達の影響を考慮する。

⑤ 環境条件による温度変化の影響として、外気温には、日振幅及び年振幅を考慮する。

⑥ 上記①～⑤の同時性を考慮する

なお、3.3.1 で示したとおり、本共同研究では、実橋で計測されたひずみ等の計測値にコンクリート部材間の温度差が与える影響を検証するために、上述の②、③、④を考慮した再現解析（温度応力解析）を実施している。その詳細については、報告書（その１）[10] に記載されている。ここでの再現解析では、上述の②、③、④に加えて、①、⑤、⑥を考慮して実施しているが、報告書（その１）[10] で実施した再現解析（温度解析）とここでの再現解析の相違点も含め、解析条件を**表-3.3.5** に示す。

表-3.3.5　解析条件

		共同研究報告書 （その１）	共同研究報告書 （その２）
解析内容		**温度解析**	**温度解析＋架設時応力解析**
解析モデル		同右	有限要素法を用いた 3 次元 立体温度解析
温度変化	打込温度 （初期温度）	同右	リフト別に設定
	外温度	**気象庁の過去の近隣観測所記録（一定温度）**	**気象庁観測データの過去 10 年間を基に平均気温、年振幅、日振幅を考慮した現地観測の気温変化**
荷重	自重	**未考慮**	**考慮（施工イベントを反映）**
	施工時荷重 （移動作業車）	**未考慮**	**考慮（施工イベントを反映）**
	ＰＣ鋼材緊張	**未考慮**	**考慮（施工イベントを反映）**
温度上昇特性		同右	コンクリート標準示方書[5)] （材齢に応じた式）
クリープ		同右	コンクリート標準示方書[5)] （材齢に応じた式）
乾燥収縮		同右	マスコンクリートのひび割れ 制御指針[6)] （材齢に応じた式）
ヤング係数		同右	マスコンクリートのひび割れ 制御指針[6)] （材齢に応じた式）
施工イベント		同右	実橋施工ステップ及び 施工工程を考慮

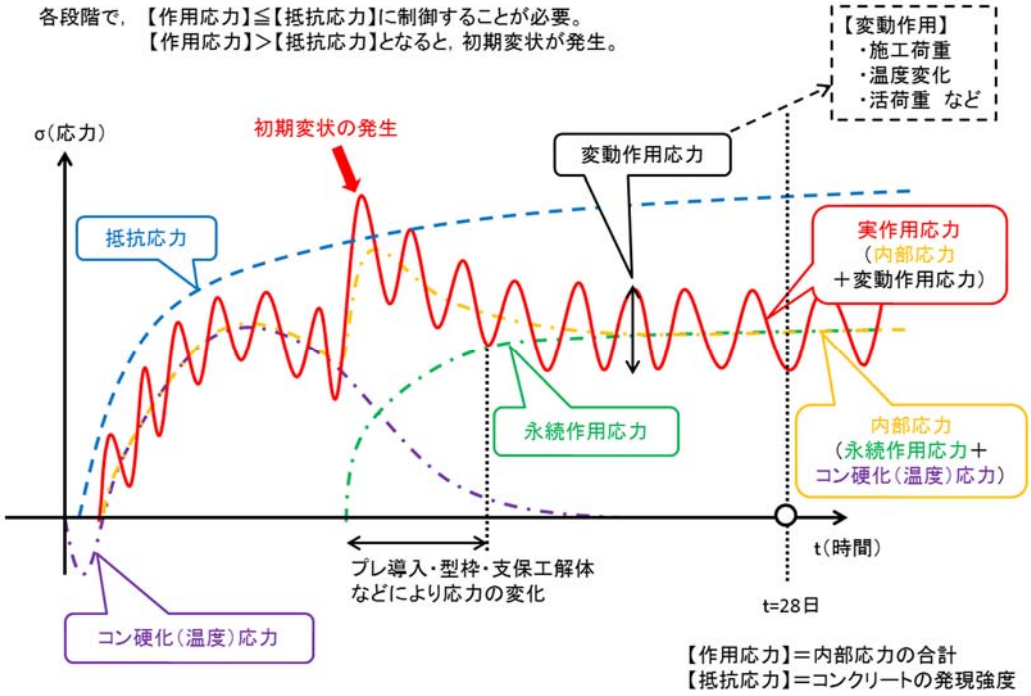
※太字箇所は相違点を示す。

(2) 再現解析の対象橋梁

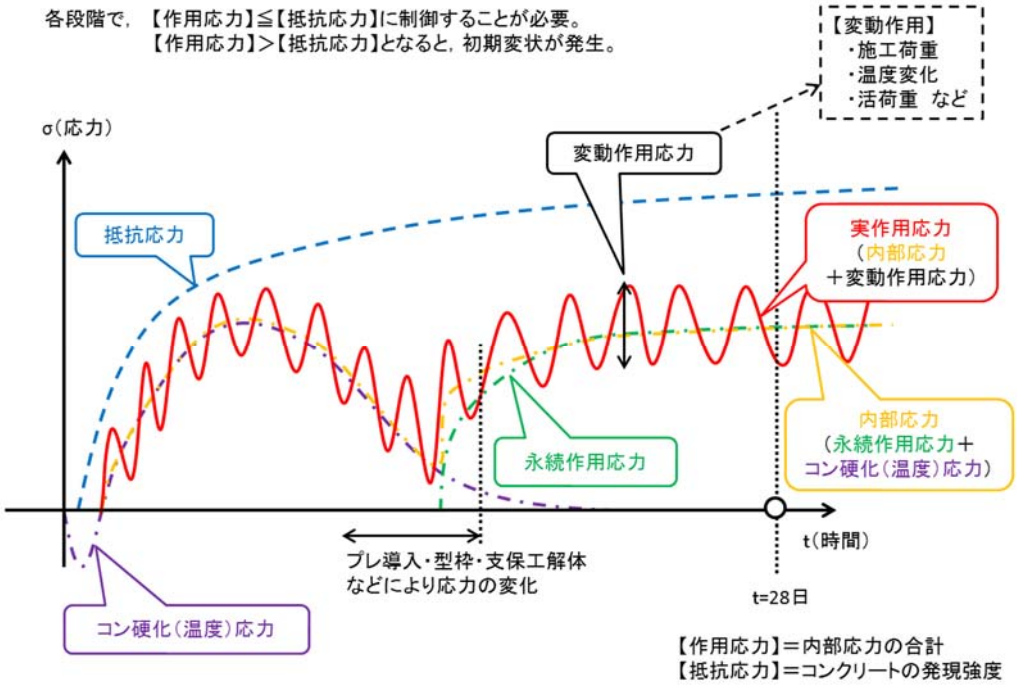
3.3.1 で記載したとおり実橋計測は、支保工架設により施工された A 橋及び張出し架設により施工された B 橋を対象に実施している。しかし、ここで実施する架設時荷重の影響と温度変化（温度差）の影響の同時性を考慮した再現解析を行う対象橋梁は、3.3.1 に示す張出し架設により施工された B 橋とした。理由は以下のとおりである。

① 張出し架設は、自重や移動作業車の移動により施工時荷重が変化し、施工ブロックの応力状態やひずみが逐次変化していくため、施工時の荷重による影響が支保工架設に比べて大きく、検討の必要性が高いと考えられる。また、張出し架設は、支保工架設に比べて、一般に打継ぎ目が多くなるため、旧コンクリートにより新コンクリートが拘束される影響（新旧コンクリートの温度差や乾燥収縮等の影響）を受けやすく、初期変状発生リスクが高いと考えられる。

② 支保工架設では、張出し架設に比べて自重作用（支保工解体）やプレストレスの導入などの施工イベント（荷重作用）の回数が少ない。さらに、一般的にはこれらの施工イベント実施時期までのコンクリート養生期間は、張出し架設に比べて長く確保されるため、コンクリートの水和熱はピークを越えて下がっており、コンクリートの発現強度は大きくなっていることが多い。したがって、支保工架設での、施工イベント時のコンクリートの水和熱による温度変化（温度差）の影響は小さく、施工時荷重との同時性が初期変状発生リスクに与える影響は小さいと考えられる。(**図-3.3.15**参照)



（a）　施工イベント実施時までの養生期間が短い場合



（b）　施工イベント実施時までの養生期間が長い場合

図-3.3.15　ＰＣ橋の作用力と抵抗力の関係イメージ（概念図）

(3) 再現解析検討条件

再現解析における検討条件を以下に示す。

1) 解析対象橋梁及び解析手法

再現解析対象区間は、実橋計測を実施した B 橋（PC4 径間連続ラーメン橋）の A1－P1 間（図-3.3.16）とした。解析には、コンクリート材料の物性値（ヤング率，圧縮強度等）の時系変化を考慮している。そのうえで、架設時荷重（自重、プレストレス導入、機械荷重）の影響による各施工段階（張出しブロック毎）の応力等の状態を線形 FEM 解析（構造解析）により求めるとともに、温度変化（温度差）の影響による応力等の状態を温度応力 FEM 解析（温度解析）により算出している。そして、同時刻の両者の応答値を重合わせることで、架設時荷重及び温度変化（温度差）による影響の同時性を考慮している。

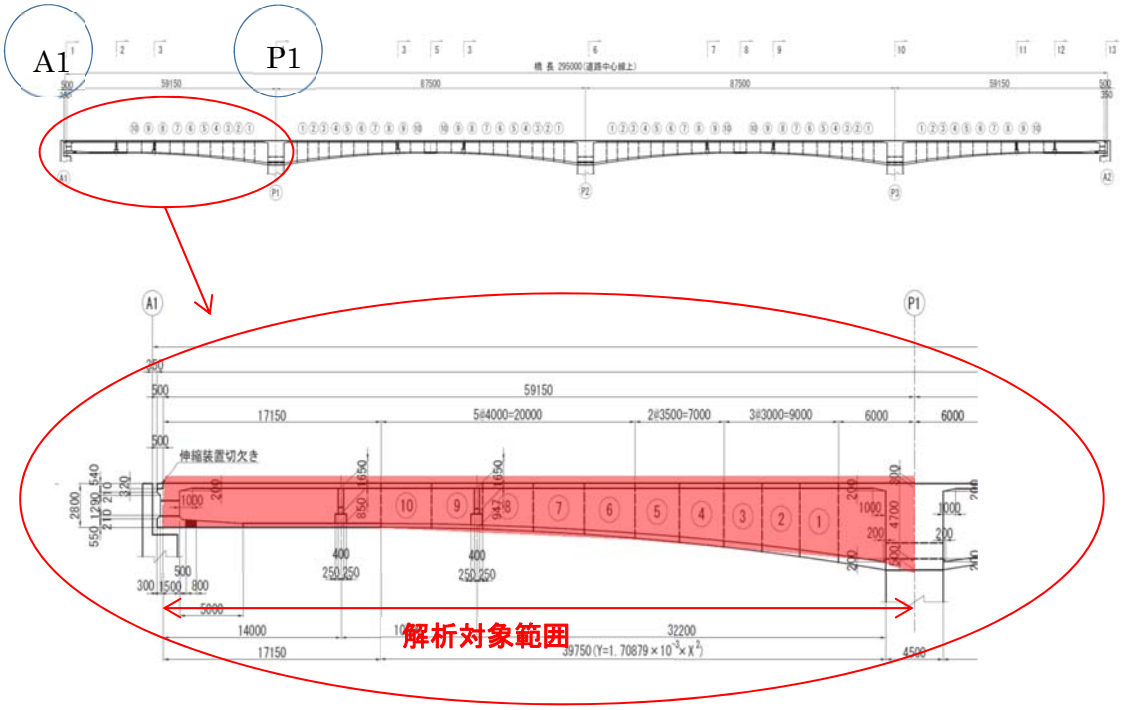


図-3.3.16　B橋解析対象範囲

2) 解析に用いたプログラム

解析には、有限要素法による 3 次元立体温度解析プログラムとして、外気温の時系変化を考慮した温度解析に、材齢変化に応じたコンクリートの強度・クリープ・乾燥収縮等の影響、さらに自重・プレストレス力・施工時荷重の影響を考慮した時系変化（施工イベント）を考慮できる応力解析プログラムを用いた。

3）解析モデル

解析モデルは、P1 柱頭部（中央）から A1 までを解析対象とし、主桁断面形状は左右対称であるため、橋軸直角方向を 1/2 対称モデルとする（**図-3.3.17** 参照、**図-3.3.18** 参照）。

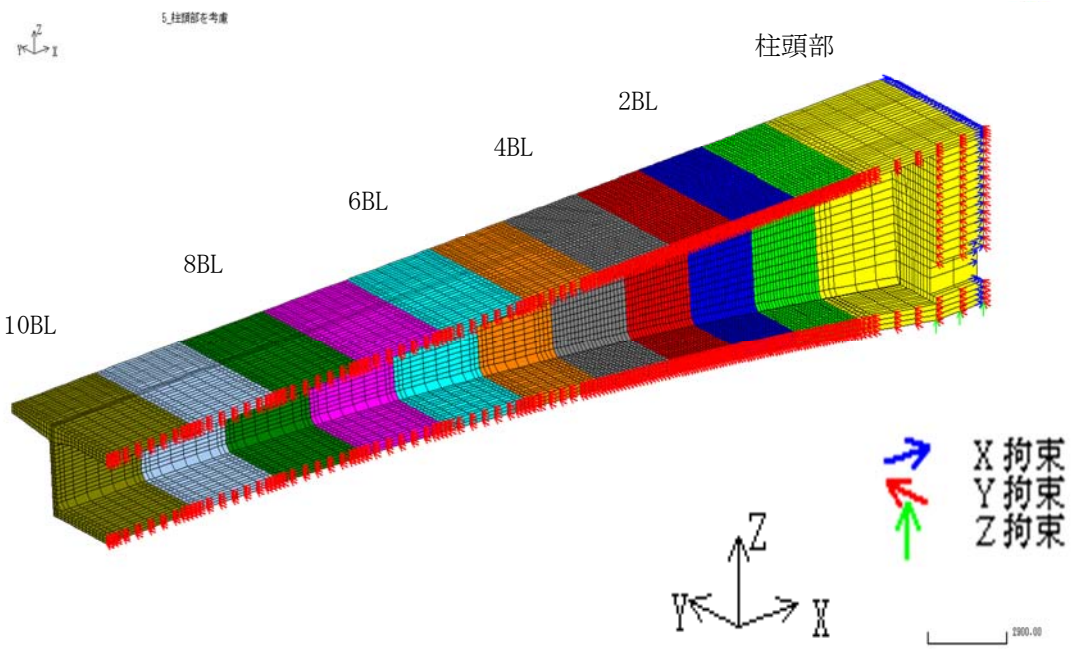


図-3.3.17　B 橋解析モデル（全体形状図）

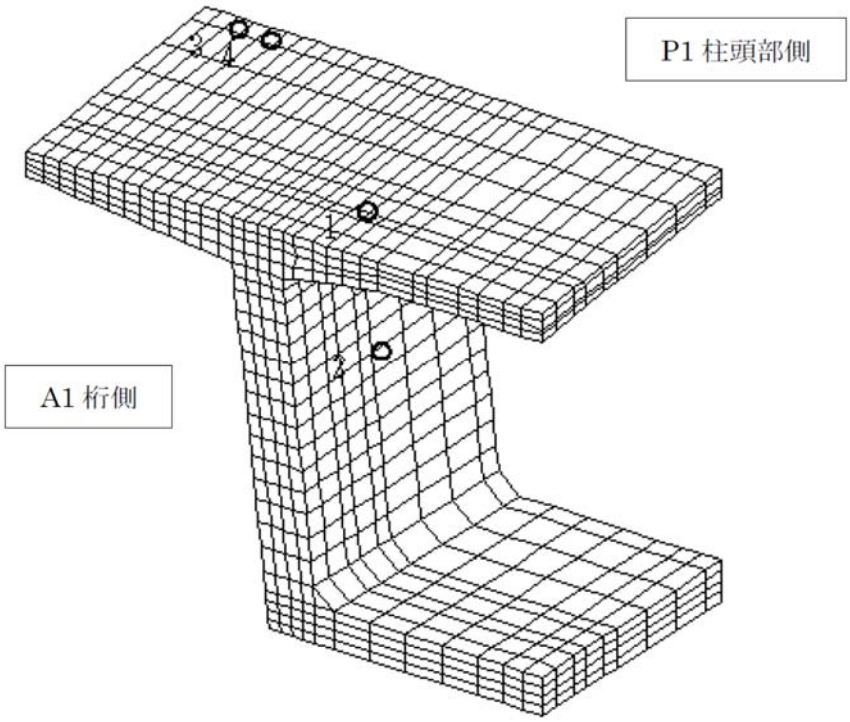


図-3.3.18　B 橋解析モデル（主桁断面形状）

4）境界条件

① 温度解析における境界条件

熱伝達境界及び熱伝達率は、コンクリート標準示方書[5)]を参考に、**表-3.3.6** に示す設定とした。**図-3.3.19**（熱伝達境界面の色は**表-3.3.6** に対応）に設定状況を示す。

表-3.3.6　B橋の熱伝達境界

	境界の色	熱伝達率（W/m²℃）	外部温度（℃）
床版上面	赤	材齢2日まで 2、以降 13	20
床版下面・ウェブ外面	青	材齢2日まで 14、 以降 13	20
打継面・A1桁端面	緑	材齢2日まで 8、以降 13	20
ウェブ内面	灰	材齢2日まで 8、以降 13	20

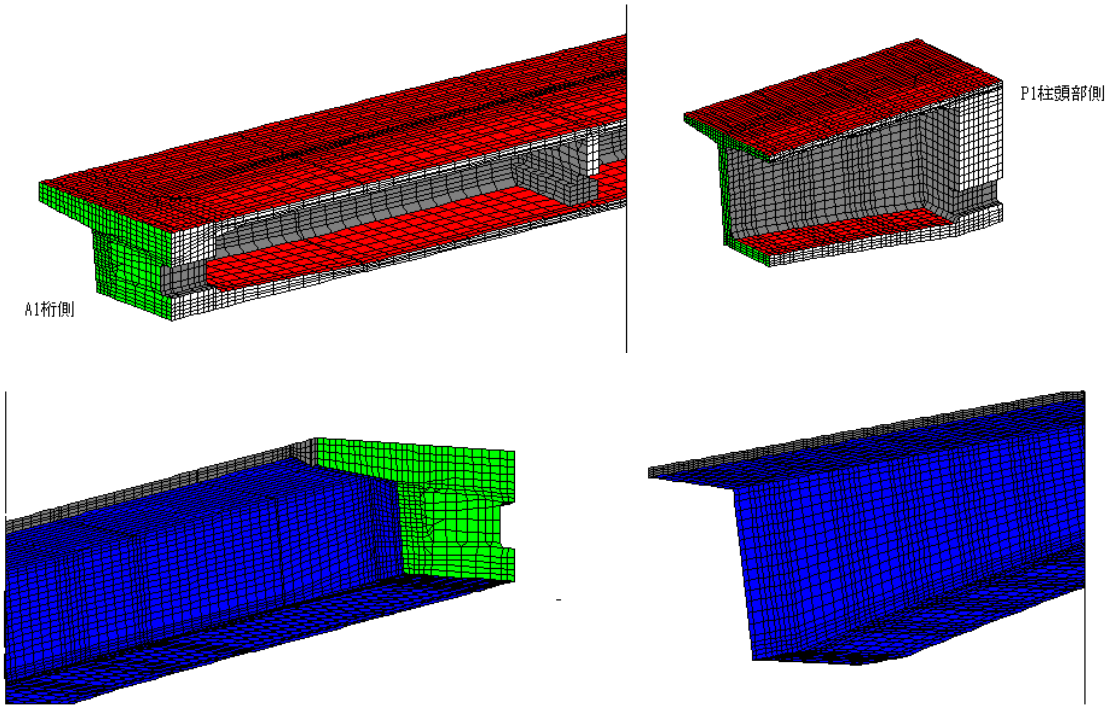


図-3.3.19　B橋の熱伝達境界の設定状況

② 応力解析における境界条件

図-3.3.20 に変位拘束条件を示す。対称面の節点は面に垂直な変位を拘束する。例えば、図-3.3.20 において対称性を考慮して 1/2 対称モデルとしているため、赤着色部は、橋軸直角方向（Y 方向）の変位を拘束している。また、P１柱頭部（中央）は橋軸方向（X 方向）の変位は生じないものと仮定し（青着色部）、P1 柱頭部下面及び A1 側の支承により支持される節点部については、鉛直方向変位（Z 方向）を拘束している（緑着色部）。

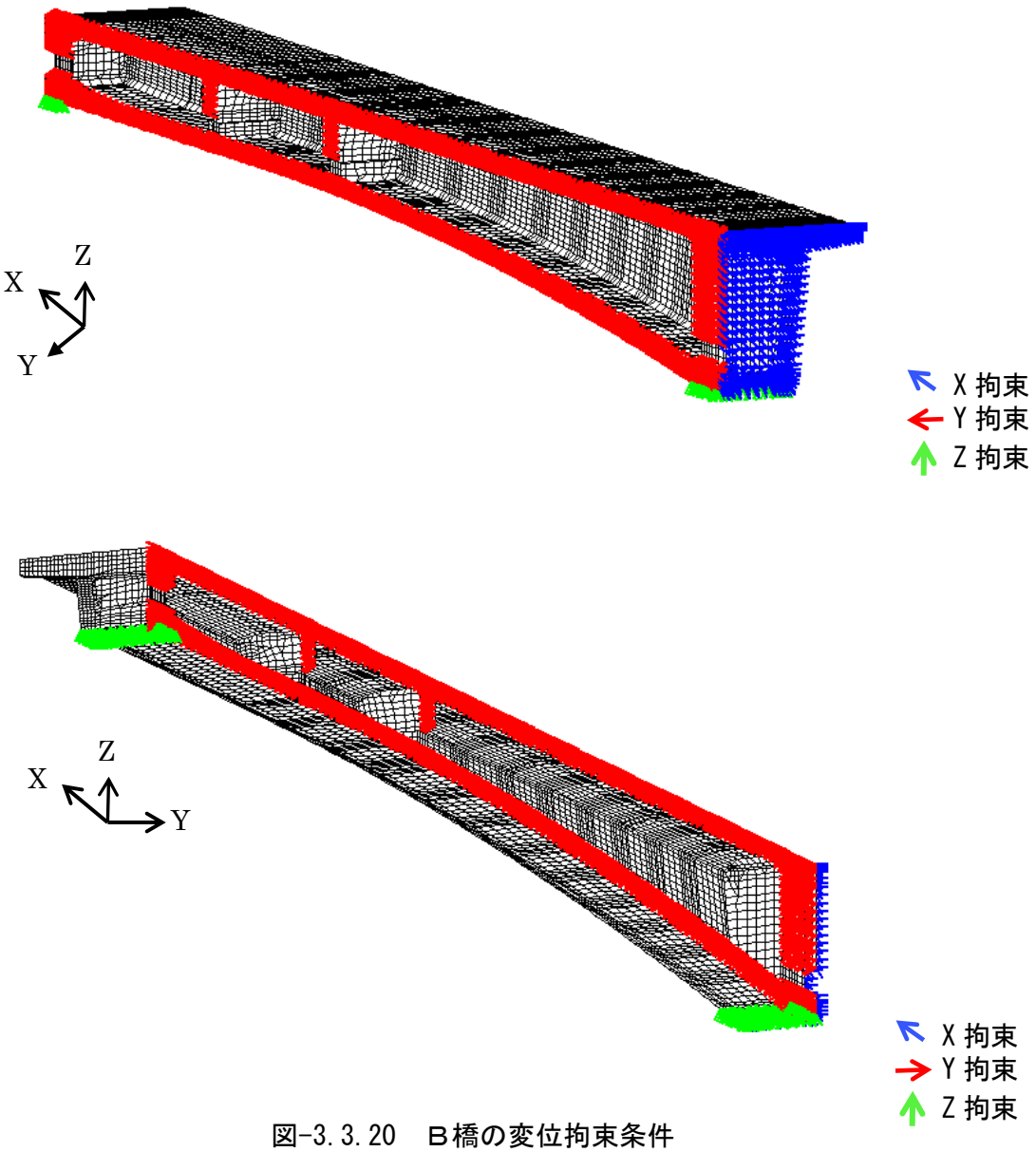


図-3.3.20　B橋の変位拘束条件

5） ＰＣケーブル配置

図-3.3.21 に床版横締め PC ケーブルを、図-3.3.22 に橋軸方向の上床版内ケーブル及び外ケーブルの配置を示す。解析上は、棒材（トラス要素）として扱い、弾性体及び剛性を考慮し、施工イベントにしたがった緊張時期を考慮する。

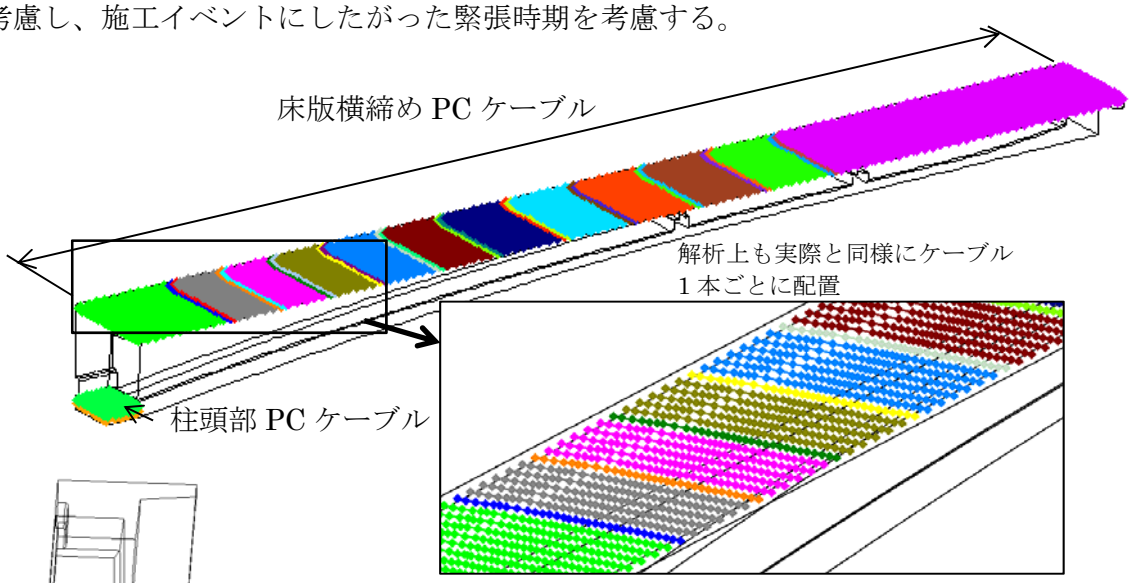


図-3.3.21　Ｂ橋の床版横締め PC ケーブル配置

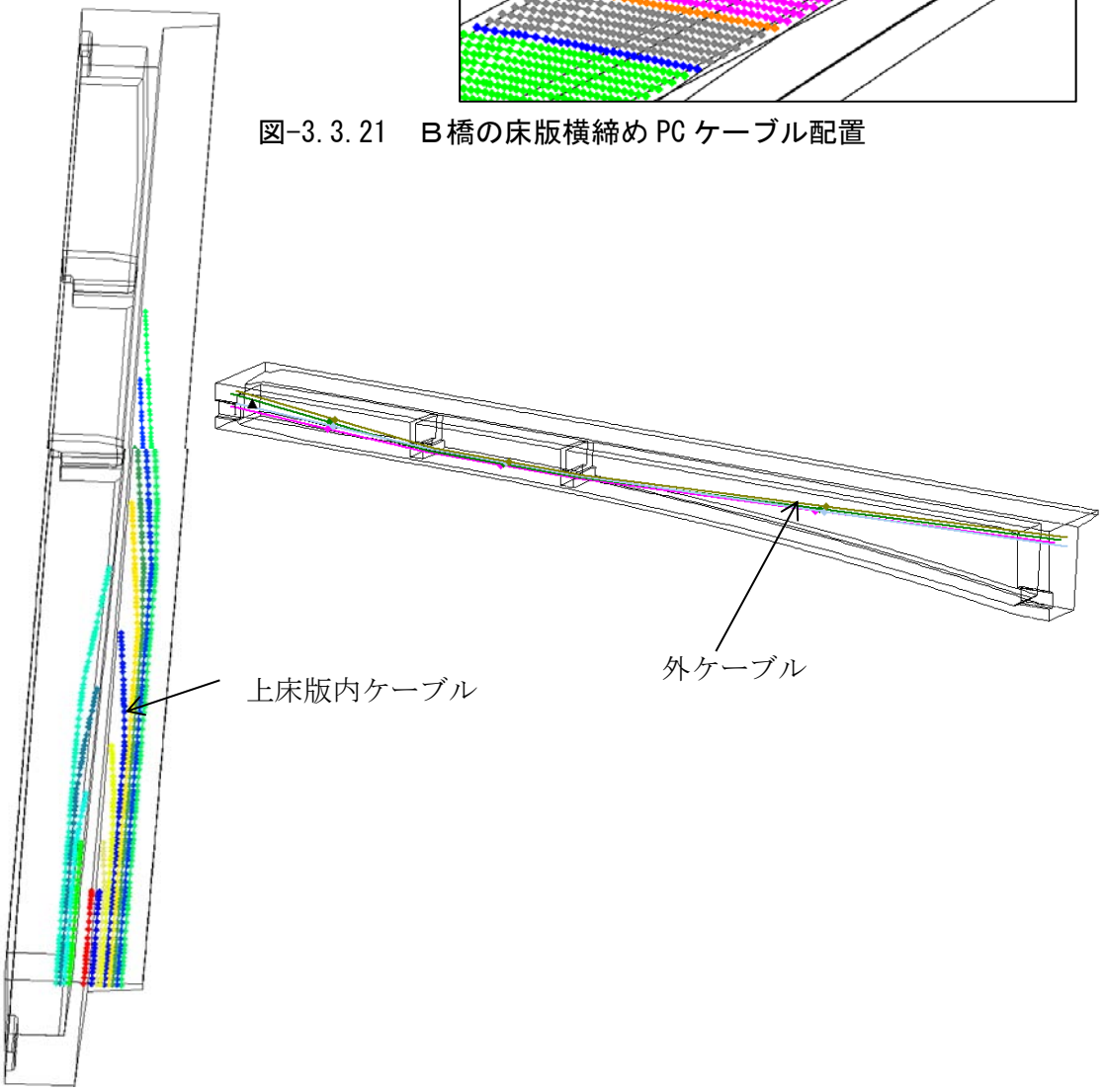


図-3.3.22　Ｂ橋の橋軸方向床版 PC ケーブル及び外ケーブル配置

6）荷重条件

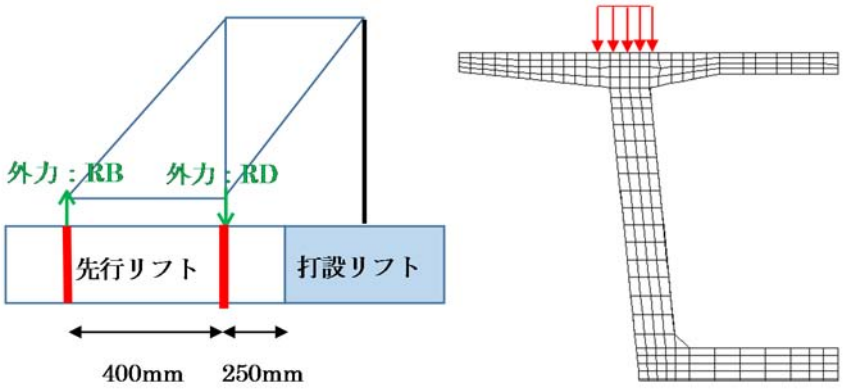
解析では、コンクリート部材間の温度差の影響のほか、施工時荷重として自重、PC緊張（プレストレス力）及び移動作業車荷重を考慮している。

① 解析ケース

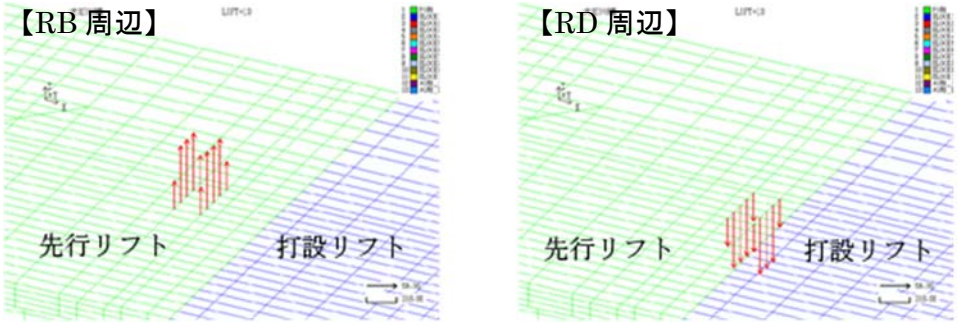
解析は、コンクリート部材間の温度差の影響と施工時荷重（自重、PC 緊張、移動作業車荷重）の影響を考慮したケースと施工時荷重のみのケースについて実施した。なお、解析は、計測した実橋の施工時の再現であるため、ここで考慮している施工時荷重には、主桁完成後に施工された橋面工の荷重は含まれていない。

② 移動作業車荷重

移動作業車（ワーゲン）荷重は、施工の進捗に合わせて移動するため、解析モデルに移動作業車荷重を作用させる位置、及びタイミングも実際の施工に合わせている。荷重の作用位置は、**図 - 3.3.23** に示すように打設リフト（作業実施ブロック）の端から、先に施工された先行リフト側へ 250mm（RD）と 650mm（RB）離れたウェブ直上付近の節点周辺（実施工での支点幅を考慮）としている。また、**表 - 3.3.7** に解析で考慮した移動作業車荷重に関わる施工イベントを示す。



（a） 移動作業車荷重（ワーゲン荷重）の作用位置



（b） 機械荷重を掛ける節点（赤矢印の節点）

図-3.3.23 移動作業車荷重（ワーゲン荷重）

表-3.3.7　移動作業車荷重を作用させる日時と施工イベント

日時	施工イベント	作用荷重：D（kN） ※1/2モデルのため入力値はD×0.5 ※+側が鉛直上向き方向（-側が鉛直下向き方向）			
		トータル荷重		増分荷重	
		RB （kN）	RD （kN）	RB （kN）	RD （kN）
2014/8/30 15:00	柱頭部にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/9/10 15:00	BL1 打設、吊り荷重考慮	328.3	-1240.1	173.8	-585.3
2014/9/12 15:00	柱頭部のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-328.3	1240.1
2014/9/12 15:00	BL1 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/9/22 15:00	BL2 打設、吊り荷重考慮	316.3	-1199.7	161.7	-544.8
2014/9/24 15:00	BL1 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-316.3	1199.7
2014/9/24 15:00	BL2 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/1 15:00	BL3 打設、吊り荷重考慮	305.4	-1162.9	150.8	-508.1
2014/10/3 15:00	BL2 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-305.4	1162.9
2014/10/3 15:00	BL3 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/9 15:00	BL4 打設、吊り荷重考慮	339.7	-1227.4	185.1	-572.6
2014/10/11 15:00	BL3 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-339.7	1227.4
2014/10/11 15:00	BL4 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/17 15:00	BL5 打設、吊り荷重考慮	326.1	-1185.5	171.6	-530.6
2014/10/20 15:00	BL4 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-326.1	1185.5
2014/10/20 15:00	BL5 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/10/24 15:00	BL6 打設、吊り荷重考慮	356.9	-1236.6	202.4	-581.8
2014/10/27 15:00	BL5 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-356.9	1236.6
2014/10/27 15:00	BL6 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/11/2 15:00	BL7 打設、吊り荷重考慮	341.2	-1191.4	186.6	-536.6
2014/11/5 15:00	BL6 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-341.2	1191.4
2014/11/5 15:00	BL7 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8
2014/11/10 15:00	BL8 打設、吊り荷重考慮	332.8	-1167.3	178.2	-512.5
2014/11/12 15:00	BL7 のワーゲン荷重除去	0.0	0.0	-332.8	1167.3
2014/11/12 15:00	BL8 にワーゲン荷重考慮	154.5	-654.8	154.5	-654.8

7）PC ケーブル緊張

横締めケーブルは各ブロック打設後 2 日で緊張するが、後続ブロックに近い 1 本は引き残し、後続ブロックの横締めケーブルと同一に緊張する。内ケーブルは、コンクリート打設後 2 日に緊張する。また、外ケーブルは A1 閉合部におけるハンチ下部の打設後 2 日で緊張する。使用した PC ケーブルを**表-3.3.8** に示す。

表-3.3.8　B 橋の PC ケーブル

	断面積（mm²）	緊張応力（N/mm²）	
1S28.6	532.4	1110	横締めケーブル
12S15.2	1664.4	1110	橋軸方向内ケーブル
19S15.2	2635.3	1110	外ケーブル

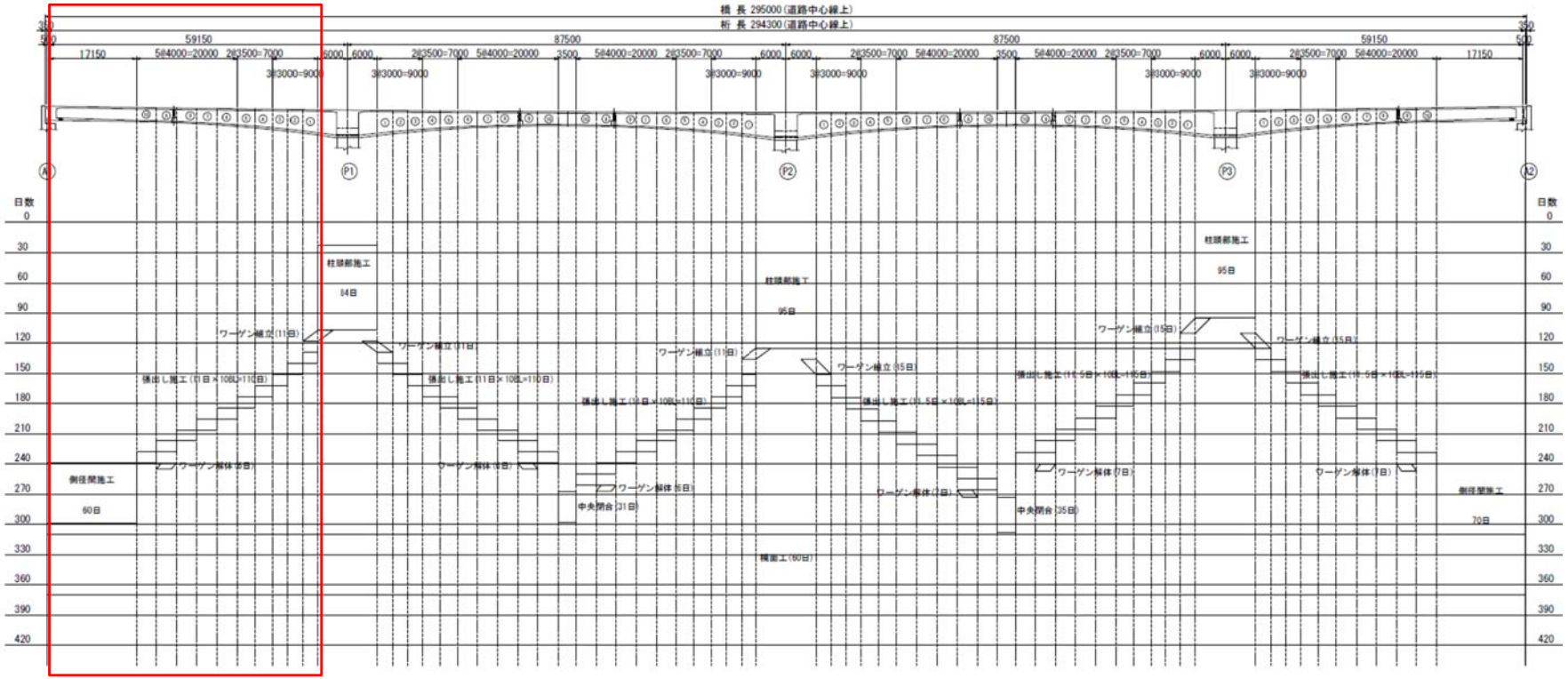
8）施工イベント

表-3.3.9 に解析で考慮した各施工工程の施工イベント日時を示す。実橋計測した橋梁の施工日付にあわせた計算条件としている。また、対象橋梁である B 橋の全体の施工工程を**図-3.3.24**、**表-3.3.10** に示す。

表-3.3.9 B 橋の施工イベントの日付

	移動作業車前進	生コン打設	PC 鋼材緊張	撤去等
P1 柱頭部	2014/ 6/30 完成			
第 1 ブロック	2014/ 8/30	2014/ 9/10	2014/9/12	
第 2 ブロック	2014/ 9/12	2014/ 9/22	2014/9/24	
第 3 ブロック	2014/ 9/24	2014/10/1	2014/10/ 3	
第 4 ブロック	2014/10/3	2014/10/9	2014/10/11	
第 5 ブロック	2014/10/11	2014/10/17	2014/10/20	
第 6 ブロック	2014/10/20	2014/10/24	2014/10/27	
第 7 ブロック	2014/10/27	2014/11/ 2	2014/11/ 5	
第 8 ブロック	2014/11/ 5	2014/11/10	2014/11/12	
第 9 ブロック	2014/11/12	2014/11/18	2014/11/20	
第 10 ブロック	2014/11/20	2014/11/26	2014/11/28	ワーゲン撤去 2014/12/6
閉合部	支保工設置 2015/ 1/23	2015/ 2/12 2015/2/21 （床版ハンチより上部）	2015/ 2/23	支保工解体 2015/ 3/3

※着色部は計測ブロックを示す。



※赤枠は再現解析対象区間

図-3.3.24　B橋施工工程表（上部工施工工程）

表-3.3.10　B橋施工ステップ（その１）

施工順序	施工ステップ	計算日	部材生成	荷重項目			
				ｺﾝｸﾘｰﾄ	緊張	仮設機材	その他
1	橋脚施工	1	○	○			
2	P2柱頭部施工	45	○	○	○		
3	P1柱頭部施工	61	○	○	○		
4	P3柱頭部施工	61	○	○	○		
5	3号WG組立	80				○	
6	4号WG組立	92				○	
7	1号WG組立	98				○	
8	5号WG組立	98				○	
9	P2L-1BLコン	101	○	○			
10	P2R-1BLコン・緊張・3号WG前進	101	○	○	○	○	
11	4号WG前進(柱→1BL)	101				○	
12	2号WG組立	111				○	
13	6号WG組立	111				○	
14	P2L-2BLコン	116	○	○			
15	P2R-2BLコン・緊張・3号WG前進	116	○	○	○	○	
16	4号WG前進(1BL→2BL)	116				○	
17	P1L-1BLコン	123	○	○			
18	P1R-1BLコン・緊張・1号WG前進	123	○	○	○	○	
19	2号WG前進(柱→1BL)	123				○	
20	P3L-1BLコン	123	○	○			
21	P3R-1BLコン・緊張・5号WG前進	123	○	○	○	○	
22	6号WG前進(柱→1BL)	123				○	
23	P2L-3BLコン	127	○	○			
24	P2R-3BLコン・緊張・3号WG前進	127	○	○	○	○	
25	4号WG前進(2BL→3BL)	127				○	
26	P1L-2BLコン	132	○	○			
27	P1R-2BLコン・緊張・1号WG前進	132	○	○	○	○	
28	2号WG前進(1BL→2BL)	132				○	
29	P2L-4BLコン	137	○	○			
30	P2R-4BLコン・緊張・3号WG前進	137	○	○	○	○	
31	4号WG前進(3BL→4BL)	137				○	
32	P3L-2BLコン	137	○	○			
33	P3R-2BLコン・緊張・5号WG前進	137	○	○	○	○	
34	6号WG前進(1BL→2BL)	137				○	
35	P1L-3BLコン	142	○	○			
36	P1R-3BLコン・緊張・1号WG前進	142	○	○	○	○	
37	2号WG前進(2BL→3BL)	142				○	
38	P2L-5BLコン	147	○	○			
39	P2R-5BLコン・緊張・3号WG前進	147	○	○	○	○	
40	4号WG前進(4BL→5BL)	147				○	
41	P1L-4BLコン	153	○	○			
42	P1R-4BLコン・緊張・1号WG前進	153	○	○	○	○	
43	2号WG前進(3BL→4BL)	153				○	
44	P3L-3BLコン	153	○	○			
45	P3R-3BLコン・緊張・5号WG前進	153	○	○	○	○	
46	6号WG前進(2BL→3BL)	153				○	
47	P2L-6BLコン	157	○	○			
48	P2R-6BLコン・緊張・3号WG前進	157	○	○	○	○	
49	4号WG前進(5BL→6BL)	157				○	
50	P1L-5BLコン	162	○	○			
51	P1R-5BLコン・緊張・1号WG前進	162	○	○	○	○	
52	2号WG前進(4BL→5BL)	162				○	
53	P3L-4BLコン	162	○	○			
54	P3R-4BLコン・緊張・5号WG前進	162	○	○	○	○	
55	6号WG前進(3BL→4BL)	162				○	
56	P2L-7BLコン	167	○	○			
57	P2R-7BLコン・緊張・3号WG前進	167	○	○	○	○	

※全体施工順序における対象箇所の解析ステップは、該当箇所を赤枠で示す

表-3.3.10　B橋施工ステップ（その２）

施工順序	施工ステップ	計算日	部材生成	荷重項目			
				ｺﾝｸﾘｰﾄ	緊張	仮設機材	その他
58	4号WG前進(6BL→7BL)	167				○	
59	P1L-6BLコン	172	○	○			
60	P1R-6BLコン・緊張・1号WG前進	172	○	○	○	○	
61	2号WG前進(5BL→6BL)	172				○	
62	P3L-5BLコン	172	○	○			
63	P3R-5BLコン・緊張・5号WG前進	172	○	○	○	○	
64	6号WG前進(4BL→5BL)	172				○	
65	P2L-8BLコン	177	○	○			
66	P2R-8BLコン・緊張・3号WG前進	177	○	○	○	○	
67	4号WG前進(7BL→8BL)	177				○	
68	P1L-7BLコン	184	○	○			
69	P1R-7BLコン・緊張・1号WG前進	184	○	○	○	○	
70	2号WG前進(6BL→7BL)	184				○	
71	P3L-6BLコン	188	○	○			
72	P3R-6BLコン・緊張・5号WG前進	188	○	○	○	○	
73	6号WG前進(5BL→6BL)	188				○	
74	P1L-8BLコン	193	○	○			
75	P1R-8BLコン・緊張・1号WG前進	193	○	○	○	○	
76	2号WG前進(7BL→8BL)	193				○	
77	P2L-9BLコン	193	○	○			
78	P2R-9BLコン・緊張・3号WG前進	193	○	○	○	○	
79	4号WG前進(8BL→9BL)	193				○	
80	P3L-7BLコン	198	○	○			
81	P3R-7BLコン・緊張・5号WG前進	198	○	○	○	○	
82	6号WG前進(6BL→7BL)	198				○	
83	P2L-10BLコン	203	○	○			
84	P2R-10BLコン・緊張	203	○	○	○		
85	P1L-9BLコン	208	○	○			
86	P1R-9BLコン・緊張・1号WG前進	208	○	○	○	○	
87	2号WG前進(8BL→9BL)	208				○	
88	3号WG解体	210				○	
89	4号WG解体	210				○	
90	P3L-8BLコン	214	○	○		○	
91	P3R-8BLコン・緊張・5号WG前進	214	○	○	○	○	
92	6号WG前進(7BL→8BL)	214				○	
93	P1L-10BLコン	218	○	○			
94	P1R-10BLコン・緊張	218	○	○	○		
95	1号WG撤去	218				○	
96	2号WG撤去	218				○	
97	P1-P2吊支保工設置	218				○	
98	P3L-9BLコン	228	○	○			
99	P3R-9BLコン・緊張・5号WG前進	228	○	○	○		
100	6号WG前進(8BL→9BL)	228				○	
101	P1-P2 生コン	233		○			張出隔壁
102	P1-P2 部材生成	233	○				
103	P3L-10BLコン	238	○	○			
104	P3R-10BLコン・緊張	238	○	○	○		
105	5号WG撤去	245				○	
106	6号WG撤去	245				○	
107	P2-P3吊支保工設置	245				○	
108	P1-P2外ケーブル緊張	248			○		
109	P1-P2吊支保工撤去	259				○	
110	P2-P3 生コン	259		○			張出隔壁
111	P2-P3 部材生成	259	○				
112	P2-P3外ケーブル緊張	274			○		
113	P2-P3吊支保工撤去	280				○	
114	A1側径間施工（外ケーブル緊張）	285	○	○	○		
115	A2側径間施工	318	○	○	○		
116	地覆・高欄施工	420					地覆・高欄
117	舗装施工	510					舗装
118	ｸﾘｰﾌﾟ終了時	∞					ｸﾘｰﾌﾟ

9）物性値

使用したコンクリートのセメント種類は、早強ポルトランドセメント（単位セメント量 400kg/m³ 単位水量 174kg/m³）である。解析に使用した物性値の一覧を**表-3.3.11**に示す。また、**表-3.3.12** に温度解析設定条件一覧、**表-3.3.13** にコンクリートの配合を示す。

表-3.3.11　B橋の解析に使用した物性値 [3)]

	特性値	
熱伝導率（W/m℃）	2.7	
密度（Kg/m³）	2400	
比熱（KJ/Kg℃）	1.15	
断熱温度上昇特性	$Q(t) = Q_\infty\left[1-\exp\{-r(t-t0)\}\right]$	Q_∞＝67.51　　r＝1.039 t0=0.046
ヤング率（N/mm²）	$E_e(t') = 6.3\times10^3 f'_c(t')^{0.45}$	
圧縮強度（N/mm²）	$f'_c(t') = \dfrac{t'-S_f}{a+b(t'-S_f)} f'_c(t_n)$	a=1.653　b=0.939　S_f=0.30 f'_c（t_n）=56.17（N/mm²） t_n=28（日）
引張強度（N/mm²）	$f_{tk}(t') = c_1 \cdot f_c'(t')^{c_2}$	c_1=0.13、c_2=0.85
ポアソン比	0.2	
線膨張係数	$10*10^{-6}$	
クリープ構成則	JSCE コンクリート標準示方書 2012[5)]	w=174 kg/m³　　RH=70%
乾燥収縮	JSCE コンクリート標準示方書 2012[5)]	RH=70%　d=400 mm　t_0=3日
初期温度（℃）	25	
外部温度（℃）	20	
相対湿度（%）	70	

表-3.3.12　B橋の温度解析の設定条件　　( )内は養生日数

				1BL	2BL/3BL/4BL/･･･
打設条件	経過日数			0 日	8 日/16 日/24 日/･･･
	配合条件			表-3.3.13	→
	生コン温度			25℃	25℃
養生条件	養生温度			20℃	20℃
	養生方法	外枠		鋼製（2 日）	→
		内枠	上床版	鋼製（2 日）	→
			ウェブ	木製（2 日）	→
		妻枠		木製（2 日）	→
		打設面	上床版	保温ｼｰﾄ（7 日）	→
			下床版	保温ｼｰﾄ（7 日）	→

表-3.3.13　B橋のコンクリートの配合

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	早強	40	12cm	20mm	H
配合表	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水ｾﾒﾝﾄ比
(kg/m^3)	400	174	839	892	5.56	43.5%

10）外気温の温度変化

解析では、日変動と季節変動による外気温の変動の影響を考慮している。外気温は、気象庁の気象データベースに保存されている解析対象橋梁であるB橋に最も近い計測地点（観測所）の過去10年間（平成17年11月～平成27年10月）の気温データをもとに以下の方法により算出した気温を入力値とした。

・外気温の季節変動の考慮方法

上述の過去10年間の気象データから各月毎（1月～12月）の10年間の月平均気温を算出（**図-3.3.25参照**）し、求めた各月の月平均温度（1月～12月）の合計を12で除すことにより年平均温度を11℃と設定する。また、年間の月平均気温が最高となる8月と月平均気温が最低となる1月の気温差を2で除すことにより、年間振幅温度を13℃と設定する。その上で、年平均気温11℃、年間振幅温度13℃の正弦波形を外気温の季節変動とする　（**図-3.3.27参照**）　。

・外気温の日変動の考慮方法

上述の10年間の1日の気温差を算出（データ数＝365日×10年間）し、それが正規分布することが確認できたことから、平均値から2σの範囲を有効とし、外気温の日振幅を10℃として設定する（**図-3.3.26参照**）。そして、外気温の日変動を日振幅10℃の正弦波として与える。

解析では、上述のように季節変動と日変動を仮定し、両者を重合せた気温（**図-3.3.28参照**）を外気温の温度変化として考慮する。

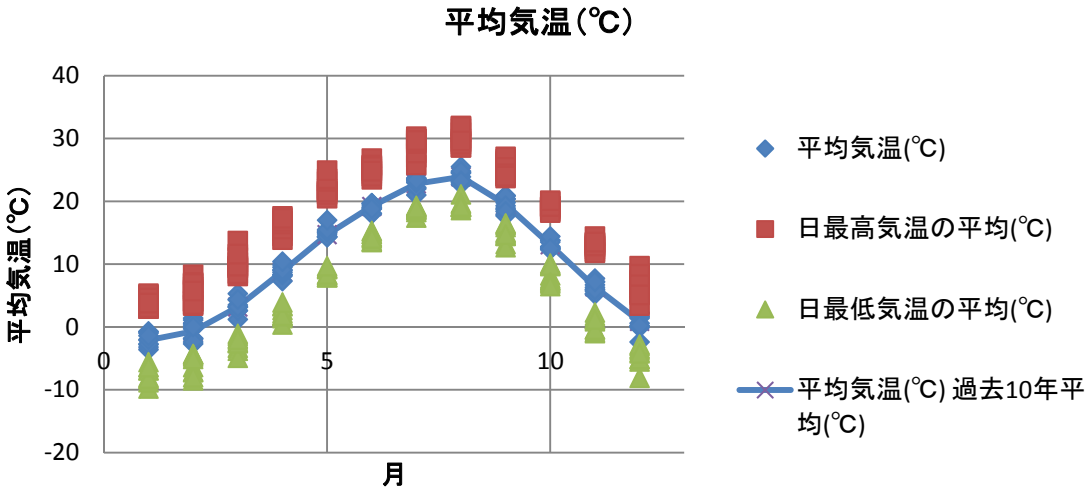
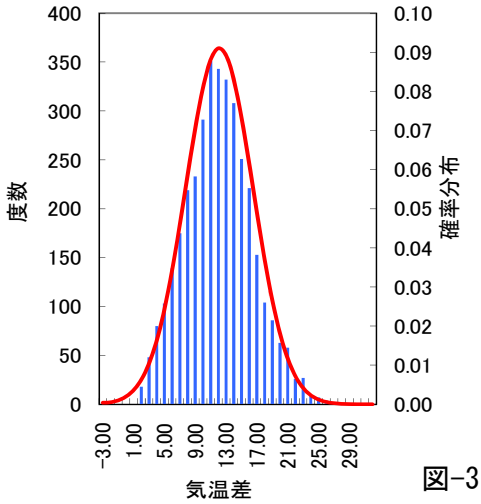


図-3.3.25　B橋の10年間の月毎の気温変化



平均 μ　11.622　℃

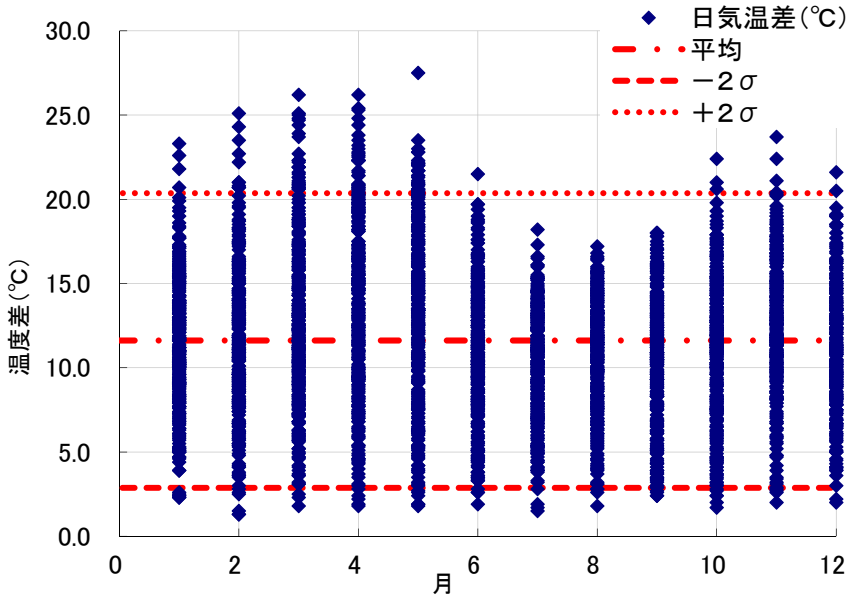
標準偏差 σ　4.372

97.7%フラクタイル値

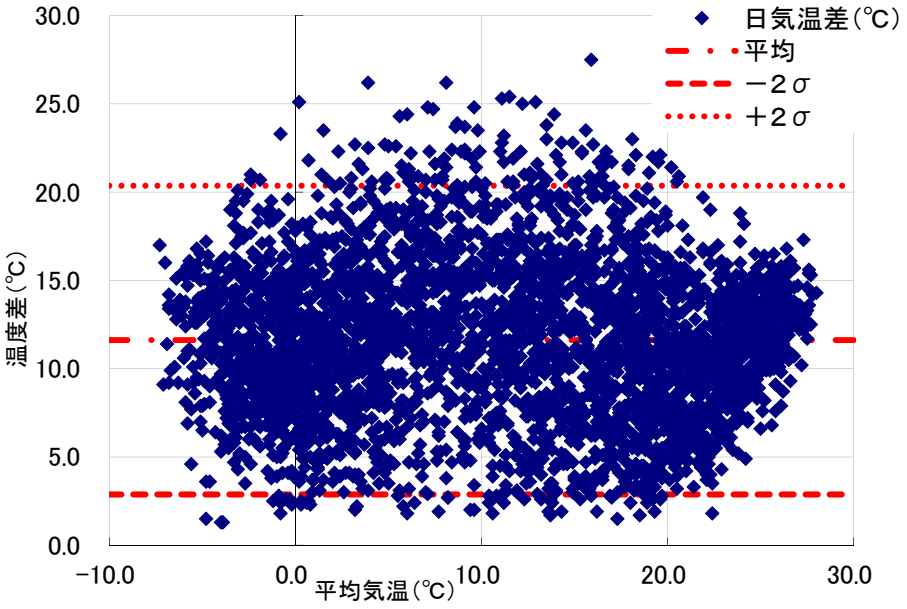
$\mu+2\sigma$ ＝20.367　℃

⇒外気温日振幅 20.367/2≒10℃

図-3.3.26　B橋の気温差の頻度



（a）各月毎と 1 日の温度差の関係



（b）平均気温と 1 日の温度差の関係

図-3.3.27　B橋の日温度変化

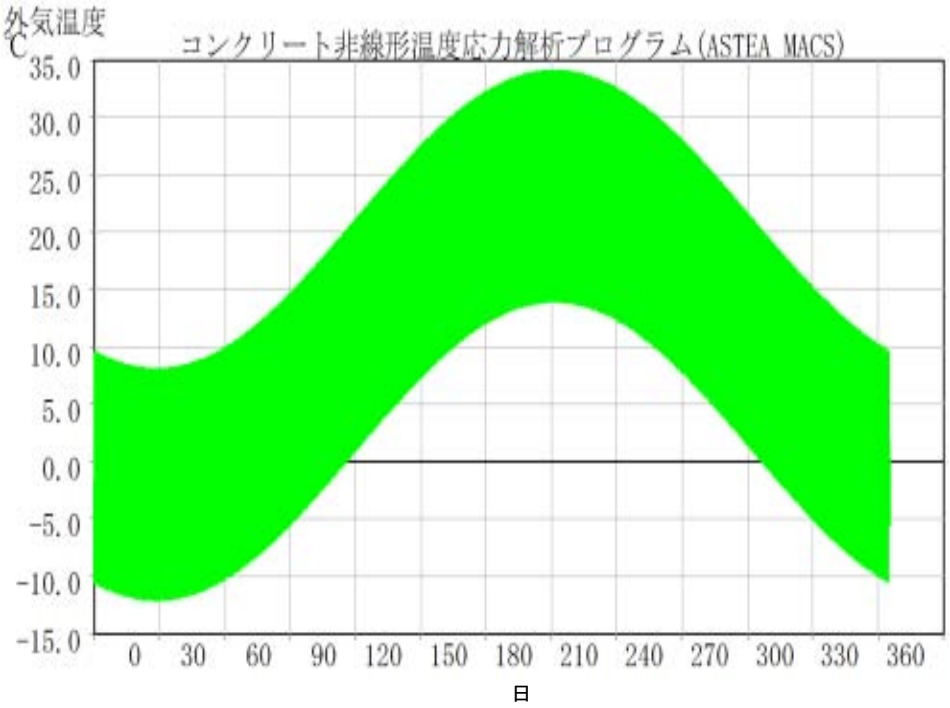
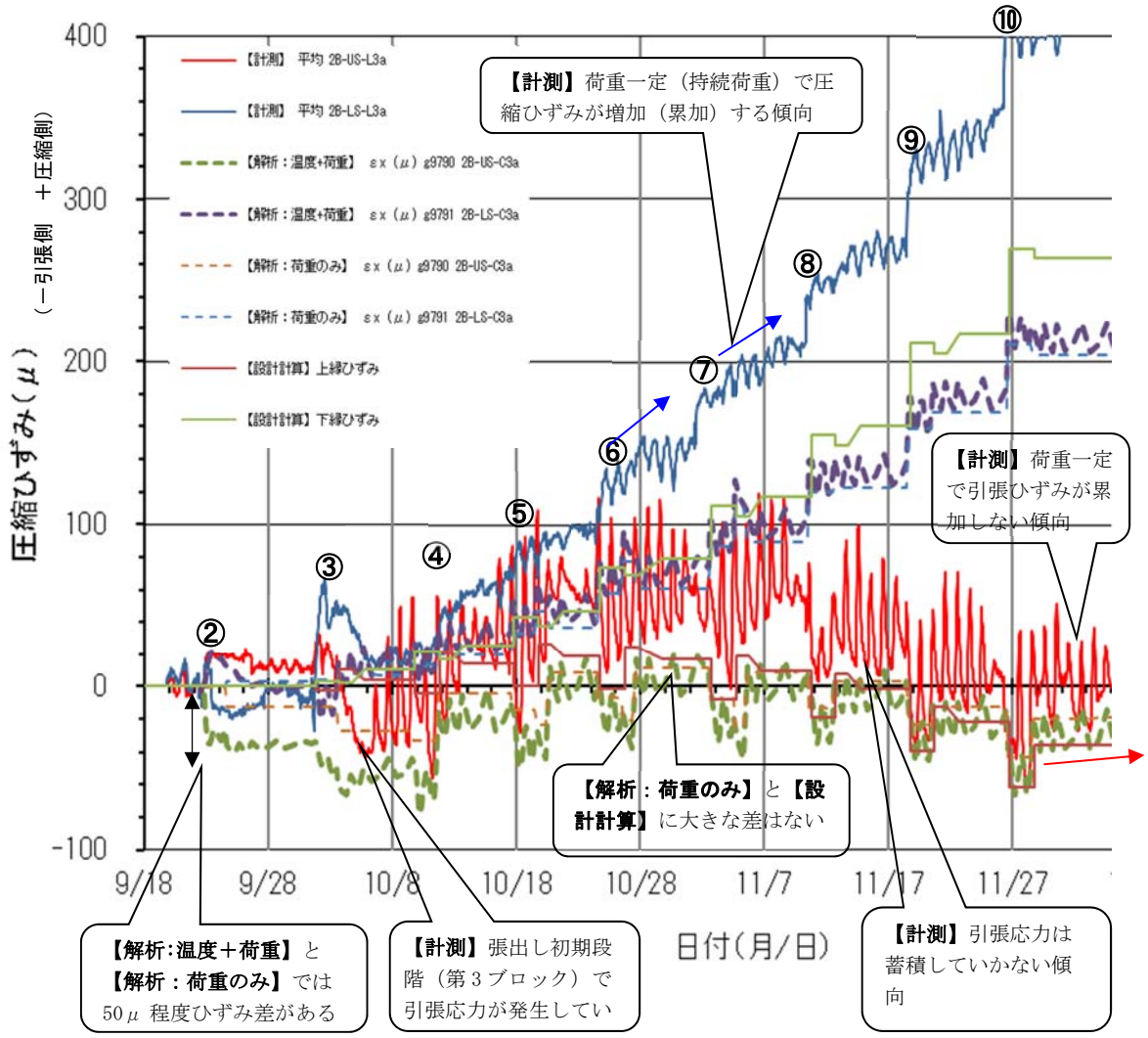


図-3.3.28　Ｂ橋の外気温設定

（2）再現解析結果および傾向分析

1）橋軸方向鉄筋ひずみ（主桁中心位置）

図-3.3.29 に第 2 ブロック先端（第 3 ブロック側）の主桁中心での鉄筋（2B-US-L3a、2B-LS-L3a）のひずみ計測値の時系変化及び、それに対応する解析値の比較結果を示す。図-3.3.29 には、比較のため計測値と解析値（荷重と温度の両者の影響を考慮したケースと荷重の影響のみ考慮したケースの 2 ケース）に加えて、施工時の設計計算値（上げ越し計算結果）を同一図上に示している。



※図中〇数字は施工ブロック番号を示す

図-3.3.29　橋軸方向鉄筋ひずみ計測結果と解析結果　（主桁中心位置）
（計測及び解析位置は第 2 ブロック先端）

図-3.3.29 により、以下の傾向があることがわかる。

- 引張側では、解析値と計測値（現場計測結果）は、施工初期段階（計測開始から第 3 ブロックのコンクリート自重が作用する 10 月 3 日まで）を除き，概ね同じ傾向を示しているといえる。施工初期段階に傾向が異なった要因としては、この両者に乖離がある期間（10 月 3 日まで）は、計測箇所である第 2 ブロックに移動作業車荷重及び第 3 ブロックのコンクリート重量が移動作業車の支持点に集中荷重として作用する期間と一致していることから、この集中荷重の影響によるものと考えられる。（局所部への集中荷重によりひび割れ等が生じると計測値と解析値は異なってくる）

- 圧縮側では、圧縮ひずみが施工進捗に伴い増大していく傾向は、一致しているもののその増加の程度には差が生じている。同施工ブロック間の作用荷重が一定である期間においても、ひずみは増加しており、この増加はコンクリートのクリープ変形によるものと考えられる。再現解析では、クリープの影響を参考文献 5）による評価式により考慮しているが、この評価式は実験等の概ね平均値程度ではあるものの、そのばらつきは比較的大きいことが知られている。実際のクリープの影響を解析では再現できていない可能性があり、クリープ変形の進行度の差異が、圧縮ひずみの増加量に差が生じた要因と考えられる。

- 圧縮側のひずみについては、この持続荷重（クリープ）によるものと考えられるひずみが累積されていく傾向ある。（図-3.3.29 の青矢印：右肩上がりでひずみが累加している）

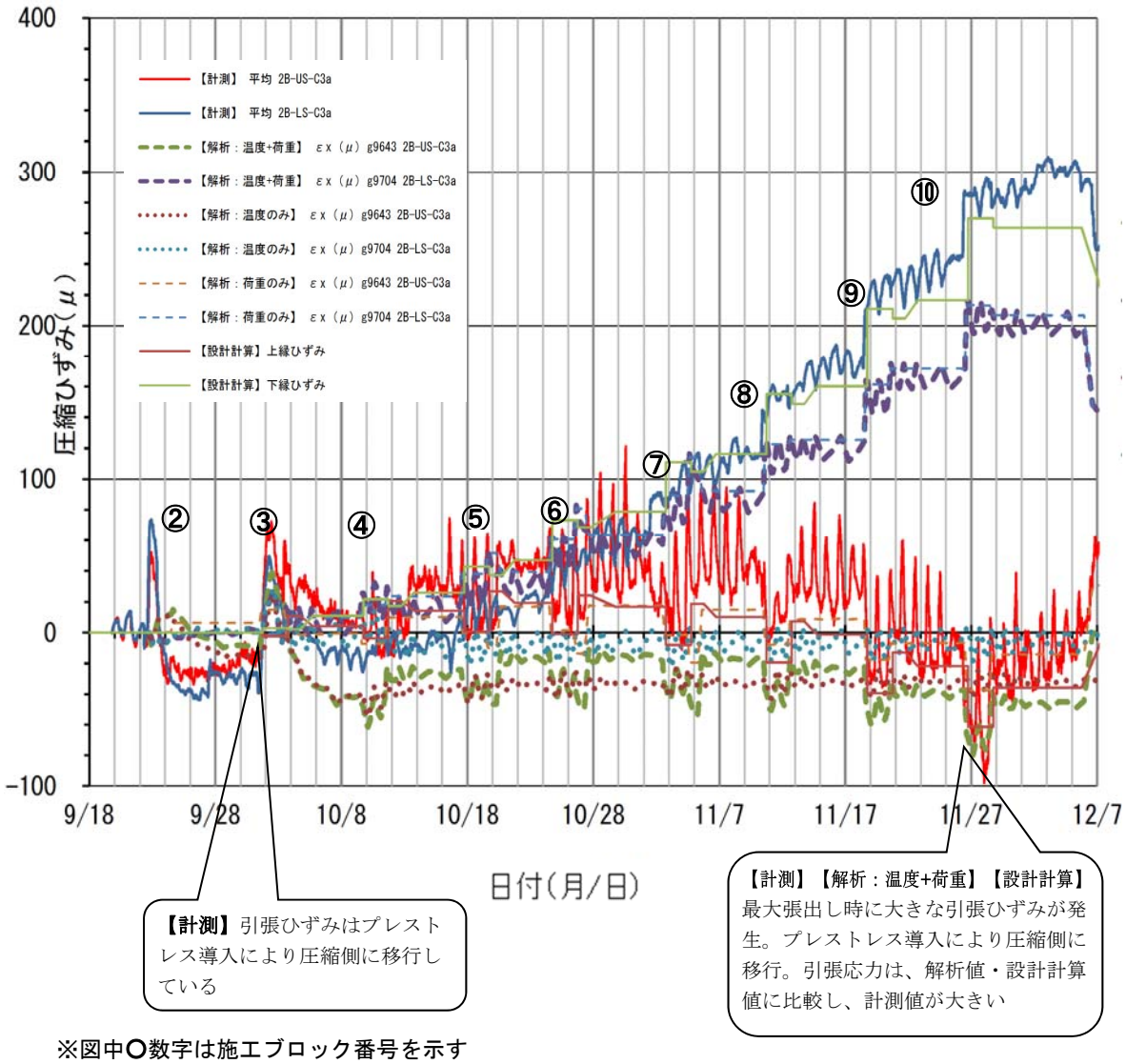
- 引張側のひずみについては、逐次導入されるプレストレス力により、圧縮側のようにひずみは累加せず、キャンセルされる傾向であることがわかる。

- 荷重のみを考慮した解析結果と設計計算値(上げ越し計算結果)には大きな差はない。再現解析では、コンクリート材料の物性値が時系変化することを考慮しており、若干の差が生じているのはこの影響によるものと想定される。

- 荷重と温度の両者の影響を考慮した再現解析結果と温度の影響のみ考慮した再現解析の結果を比べると、引張側の同日時において最大で 50μ 程度のひずみ差が生じていることがわかる。鉄筋とコンクリートのヤング係数比を n=7（設計値相当の E_s/E_c）として､応力度換算するとコンクリートに生じている引張応力度差は 1.5N/㎜²程度にもなり、コンクリートの温度変化（温度差）が，コンクリートに発生する応力度に与える影響は大きいものといえる。

2）橋軸方向鉄筋ひずみ（主桁ウエブ位置）

図-3.3.30 に第 2 ブロック先端（第 3 ブロック側）付近のウェブでの鉄筋（2B-US-C3a、2B-LS-C3a）のひずみ計測値の時系変化及び，それに対応する解析値の比較結果を示す。**図-3.3.30** には、比較検討のため計測値と解析値（荷重と温度の両者の影響を考慮したケースと温度及び荷重の影響のみ考慮したのケース）に加えて、施工時の設計計算値（上げ越し計算結果）を同一図上に示している。



※図中○数字は施工ブロック番号を示す

図-3.3.30　橋軸方向鉄筋ひずみ計測結果と解析結果（ウェブ位置）
（計測および解析位置は第 2 ブロック先端）

図-3.3.30 により、以下の傾向があることがわかる。

- 圧縮側のひずみは累積するが、引張側のひずみは累積しない傾向は、**図-3.3.29** と同様であることがわかる。累積する圧縮ひずみは、コンクリートのクリープ変形によるものと考えられ、このクリープ変形の評価が解析と実際との乖離の要因となっている可能性があり、ひずみが累積される圧縮側では解析値と実測値との差が大きい。一方、逐次導入されるプレストレス力により、ひずみがキャンセルされ累積しない傾向である引張側については、施工初期段階を除き概ね解析値と計測値が同じ程度である。これらの傾向についても、**図-3.3.29** と同様といえる。

- 第 10 ブロックのコンクリートを打設した 11 月 26 日からプレストレスを導入する 11 月 28 日までの期間は、設計計算（上げ越し計算結果）からも、最も計測位置（第 2 ブロック）で引張ひずみが生じやすい期間である。計測値も、この期間での引張ひずみが最大となっており、この傾向は、解析値も同様である。しかし、計測値は、11 月 28 日明け方に解析値や設計計算値に比べ大きな値を示している。**図-3.3.31** に第 2 ブロック上床版に設定した温度計測結果（2B-US-R3T）を示すが、この期間（11 月 26 日から 11 月 28 日）において 11 月 28 日の日変化温度幅が最も卓越しており、引張ひずみ最大値が計測された日時と一致している。日変動によるコンクリートの温度差の影響により、大きな引張ひずみが発生したものと考えられる。



図-3.3.31　ひずみ計測位置（2B-US-C3a）近傍の温度計測結果

- また、**図-3.3.30** では、第 6 ブロック打設後から、上フランジ側の鉄筋（2B-US-C3a）ひずみの日変動幅が大きくなっている。前項 3.3.1 で示した**図-3.3.13** をみると、10 月 25 日（第 6 ブロックのコンクリートを打設した翌日）に第 2 ブロック（計測対象ブロック）と第 1 ブロックとの打継ぎ目の目開き（ひび割れ）が計測されている。ひずみの日変動幅が大きくなった時期と目開きが生じた時期が一致していることから、この目開き（ひび割れ）の発生による影響により計測箇所のひずみの日振幅が大きくなったものと考えられる。目開きが生じた施工ブロックと計測対象ブロックは同じ第

2 ブロックであり、目開きが生じた打継ぎ面では有効断面が温度変化（温度差）により増減しやすくなったことにより、計測位置付近の鉄筋の拘束状態が変わり、日変動幅が大きく生じるようになった可能性がある。

3）橋軸方向コンクリート応力度（主桁ウェブ位置）

図-3.3.32 に第 2 ブロック先端（第 3 ブロック側）付近のウェブでの鉄筋（2B-US-C3a、2B-LS-C3a）のひずみ計測位置でのコンクリート応力の時系変化及び，それに対応する解析値の比較結果を示す。コンクリート応力度は、**図-3.3.30** に示す鉄筋のひずみ計測値をもとに鉄筋とコンクリートのヤング係数比を n=7（設計値相当の Es/Ec）として算出している。

また、**図-3.3.32** には、マスコンクリートのひび割れ制御指針[6]で示されているコンクリートの発現圧縮強度の推定式である式(3.3.1)により求めた発現圧縮強度、及び H24 道示[1]に示されている引張強度の推定式である式（3.3.2）により求めた発現引張強度を比較のために同一図上に示している。

① 圧縮強度予測式

$$f'_c(t_e) = \frac{t_e - S_f}{a + b(t_e - S_f)} f'_c(t_n) \qquad \cdots\cdots\cdots \qquad \text{式（3.3.1）}$$

ここに、

t_e	：有効材齢（日）	
t_n	：20℃水中で養生したコンクリートの管理材齢（日）	（t_n =28 日）
$f'_c(t_e)$	：有効材齢t_eにおける圧縮強度（N/mm²）	
a, b	：セメントの種類及び管理材齢に応じた圧縮強度を示す係数	（w/c=0.43） （$a = 1.623$） （$b = 0.941$）
S_f	：セメントの種類に応じた硬化原点に対応する有効材齢（日）	（$S_f = 0.30$）
$f'_c(t_n)$	：管理材齢t_nにおける圧縮強度（N/mm²）	（$f'_c(t_n) = 56.9$）

※（ ）内の数字は、ここで圧縮強度の算出に用いた値であり、詳細は参考文献 6）による。なお、参考文献 5）に記載されている予測式も参考文献６）と同じ式である。

② 引張強度予測式

$$\sigma_{ct} = 0.23\sigma_c^{\frac{2}{3}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \qquad \text{式（3.3.2）}$$

ここに、

σ_{ct}	：コンクリートの引張強度（N/mm²）	
σ_c	：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）	（$\sigma_c = f'_c(t_e) \div 1.21$）

※（ ）内の数字は、ここで引張強度の算出に用いた値である。（式（3.3.1）で求めた有効材齢における圧縮強度$f'_c(t_e)$をばらつきによる補正を考慮した上で、式（3.3.2）のσ_cに代入することで、有効材齢におけるコンクリートの引張強度を算出する）

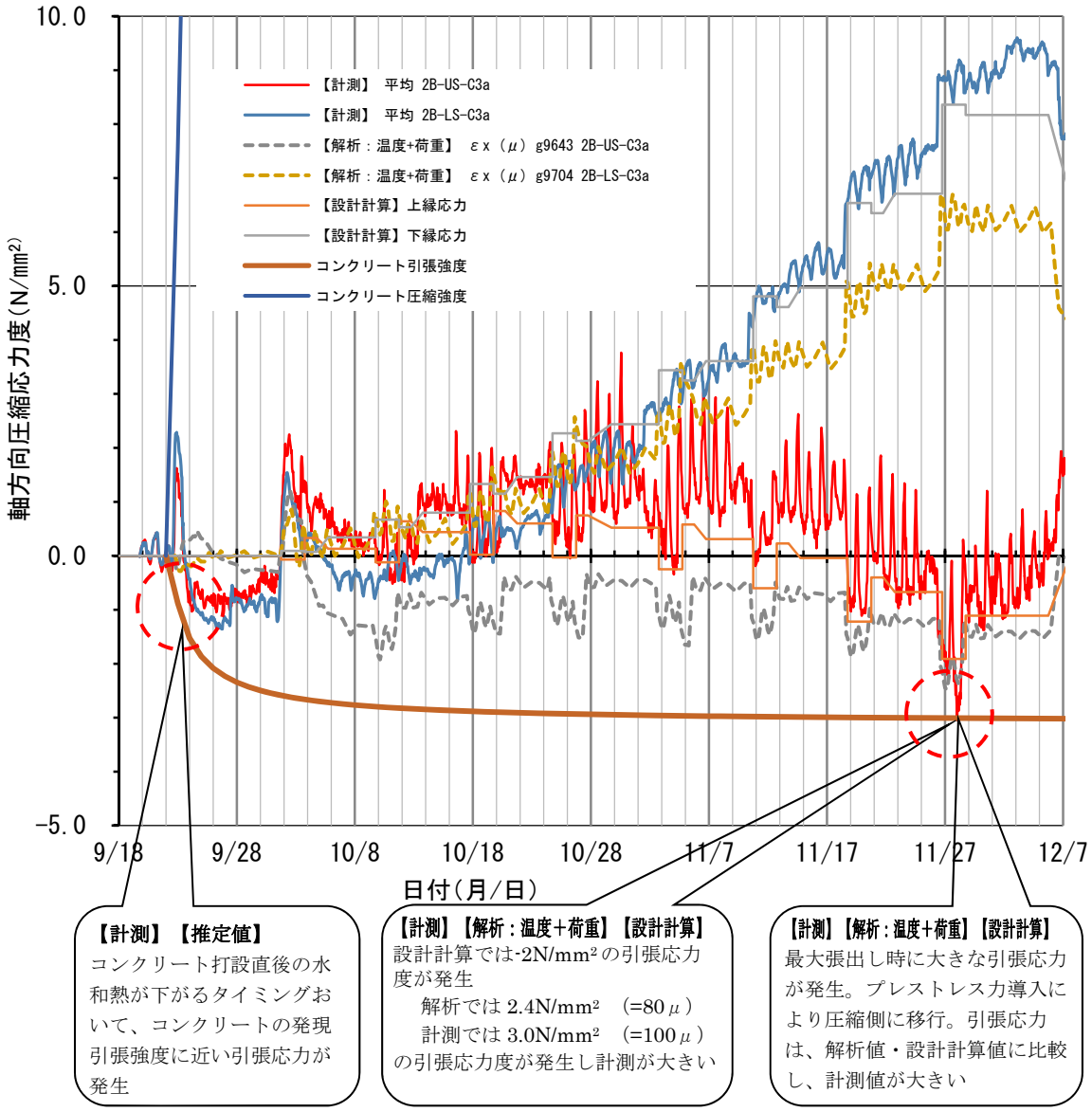


図-3.3.32　コンクリート応力度の測定結果と解析結果（ウェブ位置）
（計測および解析位置は第 2 ブロック先端）

図-3.3.32 により、以下の傾向があることがわかる。

- 1）及び 2）でも前述したとおり、引張ひずみは累積しない傾向である。そのため、水和熱による温度差の影響を最も大きく受ける計測箇所のコンクリート打設直後（水和熱が下がるタイミング）に生じる引張応力が、その他の施工段階に比べて、コンクリートの発現引張強度に近い。これは、打設直後の若材齢のコンクリート発現強度が低いことによる。

- 設計計算（上げ越し計算結果）で最も厳しくなる場合の計測値から求めた応力度は、コンクリートの発現引張強度に近い。このタイミングは、2）でも前述したとおり、施工時荷重の影響で大きな引張応力が生じるタイミングと温度差の影響が大きくなるタ

イミングが重なったタイミングであり、これらが重ね合わさるとコンクリートの発現強度に発生応力度が近づく可能性がある。ただし、2）でも前述したとおり、計測近接箇所に目地開きが生じた場合の計測結果であり、特殊な条件であった可能性もある。

・ 圧縮側については、圧縮応力が累積する傾向にあるものの、各施工段階において発生する圧縮応力に比べて、コンクリートの圧縮発現強度は十分に大きい。このため、圧縮領域において初期変状（ひび割れ）が発生する可能性は引張側に比べ低いものと考えられる。

以上より、施工初期段階及び最も施工時荷重の影響が厳しくなる施工段階におけるコンクリートの発現強度から、施工時荷重の影響に加えコンクリートの温度変化（温度差）等の影響を考慮した適切な安全率を確保したコンクリートの施工時における許容応力度を設定することにより、初期変状リスクを合理的に低減させることができるものと考えられる。

3.3.3　ひび割れ発生を抑制する対策案

3.3.2 の張出し架設工法により施工された PC 箱桁橋の施工時計測とその再現解析による検討より、施工時に発生した引張ひずみは、プレストレスの導入により圧縮側に転じるため、コンクリートに生じた応力の履歴によらず残留しにくいことが確認された。PC 橋は、大規模地震時等を除いた通常の状態では、全断面有効とみなして設計計算され、完成時には断面の大部分が圧縮領域となることから、この傾向は PC 橋であれば同様であるものと考えられる。

従って、PC 橋においては、施工中の引張応力の累積の影響を考慮しなくても、各施工段階（施工イベント）でのコンクリートの発現強度から、適切な安全率を確保した施工段階におけるコンクリート発生応力度を許容応力度以下とすることで、初期変状発生リスクを低減させることが可能であると考えられる。

ここでは、PC 橋の初期変状発生リスクの低減対策として、コンクリートの施工時における許容応力度の設定について検討を行う。

（1）施工時におけるコンクリートの許容応力度の変遷と課題

コンクリートの施工時における許容応力度の検討にあたり、まず、これまでの設計基準での施工時のコンクリートの許容応力度の変遷および、現状での運用について確認を行い、課題について整理を行う。

1） 施工時におけるコンクリート許容応力度の変遷

H24 年道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編[1)]では、プレストレストコンクリート構造に対する施工時の許容引張応力度は、**表-3.3.14** に示すようにコンクリートの設計基準強度 30N/mm² で 2.2N/mm²、40N/mm² で 2.5N/mm²、50N/mm² で 2.8N/mm²、60N/mm² で 3.0N/mm² というように、コンクリートの設計基準強度に対して引張応力度の許容値が定められている。

表-3.3.14　従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合の
プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度 ／ 荷重の組合せ	30	40	50	60
施工時荷重（*ER*）	2.2	2.5	2.8	3.0

上記の施工時のコンクリートの許容引張応力度は、PC 道路橋を対象とした初めての設計基準である S43.3「プレストレストコンクリート道路橋示方書」（日本道路協会）[2)]から規定されたものであり、この昭和 43 年以降、現在に至るまで、施工時のコンクリートの許容引張応力度は変わることなく踏襲されている。この許容応力度は、S36「プレストレストコンクリート設計施工指針」（土木学会）[3)]に示されている材齢 28 日における圧縮強度：σ_{28} を基準として定められたコンクリートの許容引張応力度とほぼ同値であり、この値を参考に定められたものと考えられる。また、S53 年道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編[14)]で

は、設計基準強度は、「円柱供試体の材齢 28 日における圧縮強度をいう」と示されていることから、H24 年道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編[1] で規定されている**表-3.3.14** でコンクリートの設計基準強度毎に規定されている施工時における許容引張応力度も同様にコンクリートの 28 日発現強度をもとに定められたものであると考えられる。

2) 施工状況と課題

2-1) 近年における施工状況の変化

前述のとおり、施工時におけるコンクリートの許容引張応力度は、昭和 43 年に規定され、現在に至るまで変わることなく踏襲されている。しかし、この間、施工方法は合理化され、昭和 43 年よりも急速施工が増加したことにともない、近年ではコンクリート養生期間として 28 日を確保する前に、次の施工ステップに進む（コンクリートに荷重を作用させる）事例が増加している。

例えば、現在では一般的な架設方法となっており、3.3.1 で計測対象とした橋梁の架設工法でもある「張出し架設工法」における、張出部の 1 ブロックあたりの標準工程は 11 日（国土交通省土木工事積算基準[7]）である。また、その内訳として、**図-3.3.33** に PC 道路橋計画マニュアル[8] で示されている張出し架設工法の 1 サイクルの標準工程を示すが、コンクリート養生期間としては 3 日程度となっている。

表-3.4.10　1 サイクル当りの標準行程

工　種	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日	6 日	7 日	8 日	9 日	10 日	11 日
PC 鋼材緊張											
移動作業車移動･据付け											
下床版･ウエブ鉄筋 PC 工											
内型枠組立											
上床版鉄筋 PC 工											
コンクリート打設											
養生工											
PC 鋼材挿入, 緊張準備											

（備考）1 室箱げたで稼働効率を考慮した工程

図-3.3.33　張出架設工法の 1 サイクルの標準工程（出典：PC 道路橋計画マニュアル）[8]

2-2) 急速施工時のコンクリートの許容引張応力度の運用実態

設計・施工の実績をみると急速施工を行う場合は、施工工程での養生期間を考慮し、設計技術者の判断により、設計基準に示されている許容引張応力度（**表-3.3.14**）を低減して運用している場合も多い。

なお、次の施工ステップに移る際には、S43.3「プレストレストコンクリート道路橋示方書」（日本道路協会）[2] の解説に「施工中、一時的に架設荷重を載荷する場合は、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度に達していることを確かめておかなければならない。」とあることから、架設地で構造物と同期間養生した供試体を用いて実施するコンクリート

圧縮強度試験の結果が、設計基準強度以上であることを確認した上で、次の施工ステップに移ることが一般的である。設計基準ではコンクリートの 28 日発現強度に対して施工時の許容引張応力度が規定されているものの、養生期間が 28 日以下の場合でも次の施工ステップに移行することが多いのが実態であり、その際の対応の有無や方法は設計者によってばらつきがある。

また、施工事例の中には、養生期間が数日間であるにも関わらず、道路橋示方書に規定されるコンクリートの 28 日発現強度をもとに定められた許容引張応力度による照査を実施している事例もみられた。**図-3.3.34** は、養生期間が 2 日間を想定した施工工程であるにも関わらず、コンクリートの 28 日発現強度をもとに定められた許容引張応力度(2.5N/mm²)による照査を実施し、施工時にひび割れが発生した事例である。

合成曲げ応力度　(各架設段階)　(N/mm2)

STEP - 93　18.00 >SIG-C> -2.50 (U)
> -2.50 (L)

断面NO	11		12		13		14		15	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
自重（機材含む）	-4.88	7.36	-5.84	8.32	-6.69	9.09	-7.34	9.61	-7.90	10.01
クリープ乾燥収縮	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
有効プレストレス	3.49	-0.66	4.16	-0.85	4.87	-1.06	5.42	-1.26	5.99	-1.47
有効プレストレス2次（クリープ含む）	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
合計	-1.39	6.70	-1.67	7.48	-1.83	8.03	-1.91	8.36	-1.91	8.55

（a）　施工時照査の計算書（抜粋）



（b）　ひび割れ状況

図-3.3.34　発現強度の考慮不足が要因と思われる架設中のひび割れ

図-3.3.34（a）は、架設時の計算書を抜粋したものであるが、これをみると施工時に 2.0N/mm² 程度の引張応力度が発生する結果となっている。コンクリートの発現強度の推定式については多くのものが提案されているが、例えばマスコンクリートのひび割れ制御指針[6)]の推定式をもとに算出した上部構造で使用される標準的な配合のコンクリートの養生 2 日強度（引張）は 1.5N/mm² 程度となる。したがって、架設時引張応力度のばらつきと若材齢におけるコンクリート発現強度のばらつきを考えれば、ひび割れ発生リスクは相当に高い状態であったといえる。なお、**図-3.3.34（b）**は、ひび割れ状況の写真であるが、設計計算（**図-3.3.34（a）**）において 2.0N/mm² 程度の引張応力度が発生する位置と一致していた。

2-3）ひび割れ発生リスクに対する課題

前述のような施工時におけるコンクリートの許容引張応力度の変遷と昨今の施工状況を踏まえると、施工時におけるコンクリートの許容引張応力度(**表-3. 3.14**)は、コンクリートの28日発現強度をもとにした許容応力度であるということが設計基準の解説において明確でないこともあり、以下のような運用実態となっていることが、初期変状（ひび割れ）発生の要因となっていると考えられる。

- 養生期間を十分確保できない急速施工時には、設計技術者の判断により、設計基準に示されている許容引張応力度（**表-3.3.14**）を低減して運用されている事例が多いが、その方法や考慮の有無にばらつきがある。

- 28日間よりも短い養生期間の場合においても、28日発現強度をもとにした施工時のコンクリート許容引張応力度を用いた照査が行われ、ひび割れ発生リスクが高い状態での施工が実施されている場合がある。

以上のように、H24道示までの施工時における許容応力度については、コンクリートの発現強度によらず、一律に許容応力度を規定していることが課題といえる。材齢を考慮したコンクリートの発現強度から、これまでH24道示にて確保されてきた完成時の許容応力度と同程度の安全率を確保した施工時のコンクリートの許容応力度を定めることにより、少なくとも現状より、施工時のひび割れリスクを低減することができると考えられる。なお施工時における安全率を、H24道示の完成時の許容応力度と同程度とした考え方について※補足１）を参照とする。

(2) 発現強度に対する施工時におけるコンクリートの許容応力度の安全率

施工時のひび割れリスクを低減するためには、材齢を考慮したコンクリートの発現強度から適切な安全率を確保したコンクリートの許容応力度を設定することが有用と考えられる。材齢を考慮したコンクリートの許容応力度を定めるためには、発現強度からどの程度の安全率を考慮すればよいかを明らかにする必要がある。

施工時におけるコンクリートの許容応力度の安全率は、これまで完成時に確保されてきた許容応力度の安全率と同程度を施工時に確保することにより施工時も完成時と同程度の安全率が確保できると考える。

ここではH24道示の安全率と実橋計測結果との関係から発現強度に対して確保すべき、安全率について検討を行う。

1) H24道示の許容応力度が確保していた安全率

H24道示の設計基準で規定されていた施工時における許容応力度(**表-3. 3.14**)は、28日発現強度(設計基準強度)に対して所要の安全率を確保して定められたものであった。また、H24道示の設計基準におけるコンクリートの許容応力度は、28日発現強度を基にしたコンクリート強度に対する許容応力度が規定されており、コンクリートの発現強度から安全率を確保する場合も、同程度の安全率を確保する必要があると考えられる。このため、ここでは、H24道示において定められているコンクリートの許容応力度が確保していた安全率について確認を行う。

① プレストレストコンクリート構造の許容圧縮応力度(応力度の種類:その他(完成時))

H24道示での、プレストレストコンクリート構造に対する28日発現強度を基にした強度(設計基準強度:σ_{ck})とコンクリートの許容圧縮応力度及び、安全率(コンクリート許容圧縮応力度と設計基準強度:σ_{ck}との比率)を**表-3.3.15**に示す。

コンクリート許容圧縮応力度が確保している安全率(設計基準強度との比率)は、**表-3.3.15**の着色欄(σ_{ck}に対する比率)のとおりである。

表-3.3.15 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²)

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	σckに対する比率
その他	曲げ圧縮応力度	4) 長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0	$(0.32\sim0.40)\cdot\sigma_{ck}$
		5) T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	$(0.30\sim0.37)\cdot\sigma_{ck}$
	6) 軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0	$0.85\cdot(0.30\sim0.33)\cdot\sigma_{ck}$

設計基準強度毎に異なるが、許容曲げ圧縮応力度と設計基準強度との比率(許容曲げ圧縮応力度 / 設計基準強度)は概ね$0.30\sim0.40\sigma_{ck}$となっており、許容軸圧縮応力度はその85%となっている。

以上より、概ねコンクリートの許容圧縮応力度は、

・曲げ圧縮に対して（T及び箱断面）　$0.35\sigma_{ck}$　⇒$1 / 3.0 \cdot \sigma_{ck}$

・軸圧縮に対して　$0.85\sigma_{ck} / 3$⇒$1 / 3.5 \cdot \sigma_{ck}$

となり、許容圧縮応力度と設計基準強度との比率（安全率）は、曲げ圧縮応力度で3.0程度、軸圧縮応力度で3.5程度となっていることがわかる。

② プレストレストコンクリート構造の許容圧縮応力度（応力度の種類：プレストレッシング直後）

プレストレスの導入は、H24道示Ⅲコンクリート橋編20.8PC鋼材工及び緊張工[1)]より、打設したコンクリートの発現圧縮強度が、プレストレッシング直後にコンクリートに生じる圧縮応力度の1.7倍以上あることを確認した上で実施することが定められている。一般的に、打設時に構造物と同じコンクリートから作成し、構造物と同じ場所で養生を行った供試体に対して、圧縮強度試験を行うことで、この確認が行われる。

プレストレス導入時の圧縮応力度は、PC鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等により、導入以降に減少するPC鋼材緊張力が、減少する前の施工段階にあること、及び、前述のように圧縮試験を行い実強度を確認することから、①で示した完成時の許容圧縮応力度と設計基準強度との比率（3.0、3.5等）より低い値（1.7）の安全率となっているものと考えられる。

なお、「プレストレストコンクリートの設計および施工」[11)]では、プレストレスをあたえた直後のプレストレスの大きさは比較的正確にこれを計算で求めることができ、計算値に比して過大な応力度がおこる危険性は少なく、また、疲労の危険性も少ないことから、比較的大きい許容応力度をあたえることができることから、プレストレッシング直後の許容圧縮応力度を「（0.4～0.6）×プレストレストコンクリートをあたえるときのコンクリート圧縮強度」としていることが記載されている。H24道示までの設計基準強度に対する許容圧縮応力度の比率もこれを参考に設定されたものと推察される。

以上より、プレストレス導入直後のコンクリートの許容圧縮応力度は、

・曲げ圧縮に対して（T及び箱断面）　$1/1.7 \cdot \sigma_{ck}$

・軸圧縮に対して　$1/1.7/0.85^{※} \cdot \sigma_{ck}$⇒$1/2.0 \cdot \sigma_{ck}$

（※0.85は、曲げ圧縮応力度に対する軸圧縮応力度の比率で①で示した完成時の比率と同じ）

となり、曲げ圧縮応力度で1.7程度，軸圧縮応力度で2.0程度の安全率が確保されていると考えられる。

③ プレストレストコンクリート構造の許容引張応力度

H24道示での、プレストレストコンクリート構造に対する28日発現強度を基にした強度（設計基準強度: σ_{ck}）とコンクリートの許容引張応力度が確保してる安全率（設計基準強度との比率）を**表-3.3.16**から**表-3.3.18**に示す。

表-3.3.16　プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度　(N/mm²)

応力度の種類＼コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60	推定算出式
曲げ引張応力度	1）プレストレッシング直後		1.2	1.5	1.8	2.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7$
	2）活荷重及び衝撃以外の主荷重		0	0	0	0	フルプレストレッシング
	主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重	3）床版	0	0	0	0	フルプレストレッシング
		4）プレキャストセグメント構造におけるセグメント継目	0	0	0	0	フルプレストレッシング
		5）その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7$
6）軸引張応力度			0	0	0	0	フルプレストレッシング

表-3.3.17　従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度（N/mm²）

荷重の組合せ＼コンクリートの設計基準強度	30	40	50	60	推定算出式
1）主荷重（P）＋主荷重に相当する特殊荷重（PP）＋温度変化の影響（T）	1.7	2.0	2.3	2.5	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+0.5$
2）主荷重（P）＋主荷重に相当する特殊荷重（PP）＋風荷重（W）	2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+1.0$
3）主荷重（P）＋主荷重に相当する特殊荷重（PP）＋温度変化の影響（T）＋風荷重（W）	2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+1.0$
4）主荷重（P）＋主荷重に相当する特殊荷重（PP）＋制動荷重（BK）	2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+1.0$
5）主荷重（P）＋主荷重に相当する特殊荷重（PP）＋衝突荷重（CO）	－	－	－	－	
6）活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震時の影響（EQ）	－	－	－	－	
7）風荷重（W）	2.0	2.3	2.6	2.8	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+0.8$
8）施工時荷重（ER）	2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+1.0$

表-3.3.18　プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度（N/mm²）

応力度の種類＼コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60	推定算出式
活荷重及び衝撃以外の主荷重	1）せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する	0.8	1.0	1.2	1.3	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7/1.5$
	2）せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7/1.5+0.3$
衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ	3）せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する	1.7	2.0	2.3	2.5	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+0.5$
	4）せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.5	2.8	3.0	$0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}/1.7+1.0$

H24道示で規定されているコンクリートの許容引張応力度は、設計基準強度からH24道示[1] に示されている引張強度の式（3.3.3）を用いて算出しているものと推察される。コンクリートの許容引張応力度は、**表-3.3.16**から**表-3.3.18**の着色欄（σ_{ck}に対する比率）に示す算出式による計算値に概ね近い値となっている。

$$\sigma_{ctr} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad \text{式（3.3.3）}$$

ここに、　σ_{ctr}　：コンクリートの引張強度（N/mm²）

　　σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

以上より、概ねコンクリートの許容引張応力度は、

・曲げ引張に対して　　$\sigma_{ctr}/1.7$

・斜引張に対して　　$\sigma_{ctr}/1.7/1.5 = \sigma_{ctr}/2.55$

となり、許容引張応力度と引張強度との比率（安全率）は、曲げ引張応力度で1.7程度，軸圧縮応力度で2.5程度となっている。

④ まとめ

H24 道示の 28 日発現強度を基にした強度（設計基準強度:σ_{ck}）に対する許容応力度の比率（安全率）を**表-3.3.19** にまとめる。

表-3.3.19　H24 道示の設計基準強度に対する許容応力度の比率（H24 道示常時相当）

応力度の種類	比率（設計基準強度/許容応力度）
曲げ圧縮強度	3.0
軸圧縮強度	3.5
プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度	1.7
プレストレス導入直後の軸圧縮強度	2.0
曲げ引張強度	1.7*
斜引張強度	2.55（＝1.7×1.5）*

＊は、コンクリート引張強度/許容応力度に対する比率を示す

以上より、各施工段階においても、完成時に確保している安全率と同等の安全率を確保するためには、各施工段階でのコンクリートの発現強度に対する許容応力度の比率（設計基準強度/許容応力度）を、**表-3.3.19** の比率の同程度とすればよいと考えられる。

なお、荷重の組合せとして温度変化の影響を考慮する場合には、H24 道示では、**表-3.3.15** から**表-3.3.18** の許容応力度を 1.15 倍（割増係数）した値を許容応力度とすることが規定されている。温度変化の影響を考慮した場合は、温度変化の影響を考慮していない状況に対して、これまで構造物が完成時に確保していた安全率（**表-3.3.19**）と同等となる安全率を確保するための設計基準強度に対する許容応力度の比率は以下（**表-3.3.20**）となる。

表-3.3.20　温度変化の影響を考慮したコンクリート許容応力度の比率

応力度の種類	比率（設計基準強度/許容応力度）
曲げ圧縮強度	2.5　（＝3.0/1.15）
軸圧縮強度	3.0　（＝3.0/1.15）
プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度	1.7
プレストレス導入直後の軸圧縮強度	2.0
曲げ引張強度	1.5　（＝1.7/1.15）*
斜引張強度	2.25　（＝1.7/1.15×1.5）*

＊は、コンクリート引張強度/許容応力度に対する比率を示す

(3) 施工時における許容応力度の検証

(2) では、各施工段階において、完成時と同等の安全率を確保するために必要となる各施工段階でのコンクリート強度に対する、許容応力度の比率（設計基準強度及びコンクリート引張強度／許容応力度）を示した。施工時における許容応力度は、材齢を考慮したコンクリート発現圧縮強度（式（3.3.1））及びコンクリート引張強度（式（3.3.2））から (2) で検討した安全率を確保することで設定する。ここでは、材齢に応じた施工時の許容応力度の設定と実橋計測結果との関係を検証する。なお、施工時のひび割れに影響するのはコンクリート引張応力であるため、施工時の許容引張応力度について検証する。

1) 施工時における許容引張応力度の設定

ここでは施工時における許容引張応力度は、発現強度を基にしたコンクリート引張強度に対して、(2) の安全率 (1.5) を除することで設定してみる。コンクリート引張強度は、式 (3.3.1) にしたがい有効材齢に応じた発現圧縮強度を求め、それを式 (3.3.2) の σ_c に代入することで発現強度を基にしたコンクリート引張強度が算定される。ここで、有効材齢に応じた発現圧縮強度は、式（3.3.1）にしたがい、管理材齢（28 日）における圧縮強度、有効材齢、発現強度の各係数を基に算定を行う（具体な発現強度の各係数等は、「マスコンクリートのひび割れ制御指針（2016 年版）」[6] に示されている）。また式 (3.3.2) に代入する圧縮強度は、材齢に応じた発現圧縮強度のばらつき影響を考慮するため、割増し係数を反映する（後述の**※補足２**）を参照）。

以上を基に実橋計測を行ったＢ橋を対象に、計測結果と発現強度を基にしたコンクリート引張強度と施工時における許容引張応力度の関係を**図-3.3.35** に示したので、以下に考察を示す。

2) 実橋計測結果との関係

施工時における引張応力度は、施工初期段階と施工時荷重の影響が厳しくなる（最大張出し）段階（**図-3.3.35** の赤丸破線）を除き、明らかに施工時許容応力度（**図-3.3.35** の水色線）以内となっており、ひび割れの可能性は低い（**図-3.3.35** の赤線（計測値）が水色線（施工時許容応力度）より一様に低くなっている）。

しかし、施工初期段階と施工時荷重の影響が厳しくなる（最大張出し）段階は、施工時引張応力が施工時許容引張応力度に近づき（最大張出し時は許容引張応力度を超過）、ひび割れ発生の可能性が高くなる状態である。その要因等について、以下に考察を示す。

【施工初期段階】

施工時における許容引張応力度（**図-3.3.35** の水色線）は、施工初期段階（9 月 24 日付近）において発生している引張応力（**図-3.3.35** の左側赤丸破線）に対して余裕がない状態となっている。これは、施工時許容引張応力度がコンクリート打設直後であり若材齢のためコンクリート引張強度が低い状態にあるのにも関わらず、急速施工のため施工時荷重と新旧コンクリート温度差による外部拘束の影響から施工初期段階から引張応力が発生しているためである。そのため、施工初期段階はひび割れが発生しやすい状態にある。

【最大張出し段階】

施工時荷重の影響が厳しくなる（最大張出し）段階（11 月 28 日）の計測値（**図-3.3.35** の右側赤丸破線）は、施工時許容引張応力度（**図-3.3.35** の水色線）を超過している。3.3.2 で前述したとおり、11 月 28 日は施工時引張応力が大きい状態に加えて温度の日変動が大きく（**図-3.3.31** 参照）、コンクリート部材間の温度差の影響が加わり大きな引張応力が計測されたものと想定される（**図-3.3.35** の赤線（計測値）が 11 月 28 日に急激に増加）。

11 月 28 日の施工時許容引張応力度は、計測された最大引張応力度の温度日変動応力度の概ね中央値であり、温度応力の変動分、施工時許容引張応力度を超過し、最大引張応力度と引張強度がほぼ同等となっている（**図-3.3.35** の 11 月 28 日赤線（計測値）と茶色（引張強度）がほぼ一致）。よって、温度応力変動分は、概ね安全率 1.5 と同等となっており、温度変動応力の影響が大きいことを示している。

なお、後述する 3.4 及び 3.5 では、様々な条件下でのコンクリートの温度変化（温度差）による影響による応力度の変動程度について検討しており、条件の組合せにより 2.0N/mm^2 程度の応力変動が生じる可能性があることが示されている。ここで示した施工時引張応力度（**図-3.3.35** の赤線（計測値））は、11 月 27 日から 28 日において 3.0N/mm^2 程度（ひずみ計測値 100μ）の応力変動を起こしており、施工時の荷重等の影響で引張応力が大きい段階で大きな温度差による応力変動が重なると局部的に大きな応力が発生する可能性があり、十分な対応が必要である。

以上より、施工段階において、発生する引張応力度と許容応力度の関係は、コンクリート打設直後の若材齢の状態や、施工時引張応力が大きい状態に温度差による温度変動応力の影響が重なる場合などにおいて、施工時許容応力度を超過した引張応力からひび割れが発生する可能性がある。その場合は、施工時許容応力度のみではひび割れ対策としては不足し、**4 章【11】**に示すようなさまざまなひび割れを低減する対策を併用することを検討する必要がある。

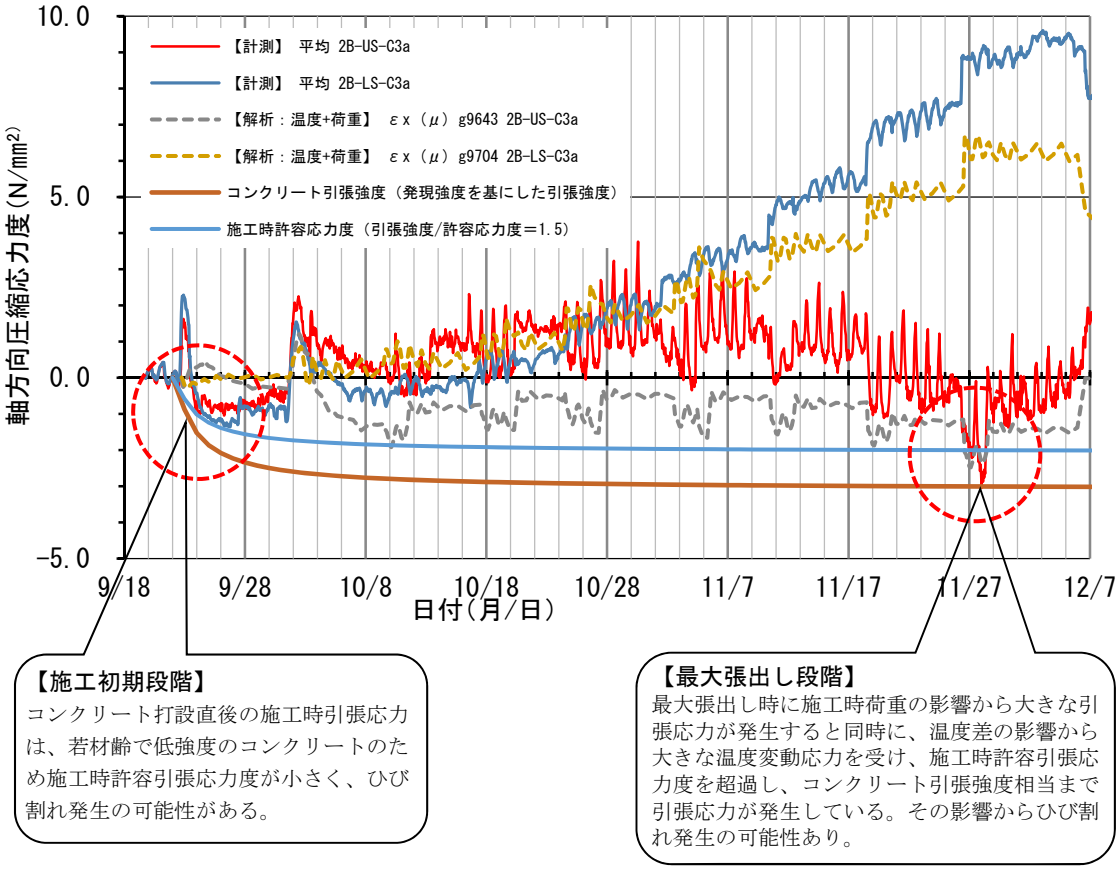


図-3.3.35　コンクリート応力度の測定結果と許容応力度案
（計測および解析位置は第 2 ブロック先端）

※補足1）【施工時の安全率をH24道示の完成時の許容応力度と同等とした考え方】

3.3.3（1）1）において、H24道示における施工時許容引張応力度は、**表-3.3.14**に示される28日発現強度（設計基準強度）に対して設定された許容値を用いており、材齢に応じてコンクリート強度が変化する発現強度を基にした施工時許容応力度を用いていないことが課題であることを示した。

また3.3.3（2）1）④において、施工時許容応力度の安全率は、これまで道示にて確保されてきた完成時の許容応力度と同程度を確保すれば、少なくとも現状より、施工時のひび割れリスクを低減することができることを示した。ここでは、施工時の安全率を完成時の許容応力度と同程度とすることに対して、解説する。

表-3.3.19よりH24道示の設計基準強度①~④及び引張強度⑤、⑥に対する許容応力度の安全率（H24道示常時相当の安全率）は、①曲げ圧縮強度で3.0、②軸圧縮強度で3.5、③プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度で1.7、④プレストレス導入直後の軸圧縮強度で2.0、⑤曲げ引張強度で1.7、⑥斜引張強度で2.55が確保されている。初期変状として施工時に多いひび割れは、安全率が大きく強度が高い圧縮側でなく、安全率が小さく強度が低い引張側に発生することが多いため、③～⑥に対して安全率について解説を行う。

③ プレストレス導入直後の曲げ圧縮強度：安全率1.7
④ プレストレス導入直後の軸圧縮強度：安全率2.0（＝1.7／0.85）

プレストレスト導入直後は、施工中になるため、H24道示と同様な扱いとした。

プレストレス導入直後の安全率は、3.3.3（2）1）②に示した通り、コンクリートに生じる最大圧縮応力度の1.7倍以上の圧縮応力度を確認する必要がある。これは、プレストレストコンクリートの最も古い基準である昭和30年プレストレストコンクリート設計施工指針[12]の解説によれば DIN4227 に準じて規定されたものである。

安全率として 1.7 としているのは、プレストレス導入直後のため、PC 鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ・乾燥収縮による PC 鋼材緊張力の減少が生じないこと、圧縮強度試験を行い発現強度が必要強度以上（最大圧縮応力度の 1.7 倍以上）あることを確認することから完成時の安全率（3.0、3.5）より低い安全率となっていると考えられる。

また軸圧縮強度の安全率は、曲げ圧縮強度の安全率÷85%として決めたものであるが、これは柱におけるコンクリート強度が標準供試体のコンクリート強度に比べて低下することを考慮した[13]ものであるため、施工時も同様とした。

⑤ 曲げ引張強度：安全率1.7

プレストレストコンクリート構造に対する曲げ引張応力度は、**表-3.3.16**より１）プレストレッシング直後（施工時）と完成時（主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重の５）その他の場合）は、同値となっており引張強度に対して1.7の安全率が確保されている。これは昭和36年度改訂プレストレストコンクリート設計施工指針[3]

以降変更されておらず、この解説に「この荷重状態が短期間しか作用しないことを前提として許容したものである」とあるため、元々一時的な施工時の状態に対して規定されたものである。したがって、H24道示の曲げ引張応力度は元々施工時を前提として規定されたものであり、その安全率をそのまま用いて問題ないと考えられる。

⑥ 斜引張強度：安全率2.55

H24道示の斜引張応力度は、**表-3.3.18**よりせん断のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合、引張強度σ_{ctd}に対して1.7×1.5＝2.55の安全率が確保されている。斜引張応力度は、H24道示の解説の通り既往の載荷実験の結果等も参考に許容引張応力度と同様に部材に作用する荷重の特性に応じて値を定めている。これは、持続的に作用する荷重に対してコンクリートのひび割れに対する安全度を高めるように主引張応力に対する許容値として定められたものである（下記に示す【斜引張強度の安全率の考え方】を参照）。

プレストレストコンクリートの斜引張応力度は、施工時ひび割れを許容しないことから設計荷重時と同様に全断面有効と考えた主引張応力度で照査を行う。斜引張応力度の照査式は、H24道示の通り式（補1.1）及び式（補1.2）に示すが、部材断面に生じるせん断応力度にPC鋼材による部材軸方向圧縮応力度の効果を見込んでいる。施工時もコンクリート打設後、3日程度でPC鋼材による緊張を行い、ほぼ同時に移動作業車を前進させ架設機械の荷重がコンクリートに載荷されるため、コンクリート重量や施工機械によるせん断力やPC鋼材緊張による軸方向圧縮応力が発生することになるため、完成時である設計荷重と同様な応力状態になると考えられることから、施工時と完成時は同程度の安全率を確保すればよいと考えらえる。

$$\sigma_I = \frac{1}{2}\left\{(\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（補1.1）}$$

$$\tau = \frac{(S - S_P)\cdot Q}{b_w \cdot I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（補1.2）}$$

σ_I：部材断面に生じるプレストレストコンクリートの斜引張応力度

σ_x：部材軸方向圧縮応力度

σ_y：部材軸直角方向圧縮応力度

（斜め及び鉛直PC鋼材による圧縮応力度＝今回は無視）

τ：部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度

S：部材断面に作用するせん断力

S_p：PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

Q：せん断応力度を算出する位置より外側部分の図心軸に関する断面一次モーメント

b_w：ウェブ厚

I：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント

【斜引張強度の安全率の考え方】

BSI･CP110-1972（BS-2004）によれば，ウェブにせん断ひび割れが発生するせん断力V_{cw-max}は次のとおりである。

$$V_{cw-max}=\frac{b_w \cdot I}{G}\cdot\sqrt{\sigma_{ctd}\cdot(\sigma_{ctd}+\alpha\cdot\sigma_{cdm})}+S_{pd}$$

$$=\frac{2}{3}\cdot b_w\cdot d\cdot\sqrt{\sigma_{ctd}\cdot(\sigma_{ctd}+\alpha\cdot\sigma_{cdm})}+S_{pd}\ (\mathrm{N})\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(補\ 1.3)$$

ここに，

b_w　：ウェブ厚（㎜）

I　：部材の断面二次モーメント（m^4）　$I=\frac{bh^3}{12}$

G　：部材の断面一次モーメント（m^3）　$G=\frac{b}{2}\left(\frac{h^2}{4}-y^2\right)$

$\sigma_{ctd}=0.23\cdot\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$　：コンクリートの引張強度（$\mathrm{N/mm}^2$）

σ_{cdm}：部材中心位置における軸方向圧縮応力度（$\mathrm{N/mm}^2$）

α　：低減係数（=0.8）　プレストレス効果に対する安全係数

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度（$\mathrm{N/mm}^2$）

d　：部材の有効高（㎜）

S_{pd}：傾斜配置されたPC鋼材の有効プレストレスの鉛直分力（N）

b　：部材断面の幅（m）

h　：部材断面の高さ（m）

y　：中立軸からの距離（m）

ウェブ中心位置であることからy=0として，IとGを代入することで式（補1.3）が得られる。式（補1.3）を応力表記に変換し，S_{pd}とσ_{cdm}の効果を無視すると以下の通りとなる。

$$\tau_{cmax}=\frac{2}{3}\cdot\sqrt{\sigma_{ctd}\cdot\sigma_{ctd}}\ (\mathrm{N/mm^2})\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(補\ 1.4)$$

$$=\frac{1}{1.5}\cdot\sigma_{ctd}(\mathrm{N/mm^2})\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(補\ 1.5)$$

ここに、τ_{cmax}：ウェブにせん断ひび割れが発生するコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値

表-補1.1　τ_{cmax}、σ_{Ia}のコンクリート引張強度に対する安全率

	コンクリート設計基準強度（$\mathrm{N/mm^2}$）				コンクリート引張強度に対する安全率
	30	40	50	60	
$\tau_{cmax}(\mathrm{N/mm^2})$	1.48	1.79	2.08	2.35	σ_{ctd}／1.5
$\sigma_{Ia}(\mathrm{N/mm^2})$	0.80	1.0	1.2	1.3	σ_{ctd}／(1.5×1.7)＝σ_{ctd}／2.55

σ_{Ia} は、表-3.3.18の1行目の許容斜引張応力度を示す。

従って、コンクリートの平均せん断応力度の最大値はコンクリートの引張強度に対して

1.5 の安全率が確保されている。また、斜引張応力度はコンクリートの引張強度に対して 1.5×1.7=2.55 の安全率が確保されていることとなる。

※補足2）【発現強度を基にしたコンクリート強度】及び【配合強度に対する割増し】

「発現強度を基にした強度」とは、材齢に応じて変化するコンクリート発現強度に対してばらつきを考慮した5%フラクタイル値である。5%フラクタイル値とは、コンクリートの配合強度は、28日発現強度を基準に、設計基準強度を下回る確率が5%以下（非超過確率95%）となるように設計基準強度を割増したものである（28日発現強度に対する5%フラクタイル値が設計基準強度）。

式（3.3.1）により算定される圧縮強度は、施工中の材齢に応じて変化する発現強度であり、この算定値は、強度のばらつきを考慮した上で、配合強度と同様に割増しを考慮するものと考えられる。

一方、H24年道示までの許容応力度（**表-3.3.15**から**表-3.3.18**）は、設計基準強度から定められたものであるため、この強度の割増しは、3.3.3（2）④で考慮した安全率とは別に考慮する必要がある。割増し係数は、コンクリート道路橋施工便覧[4] を参考に、コンクリートの発現強度のばらつきを変動係数10%と想定し、割増し係数を決定すると以下となる。（変動係数Vの想定は、コンクリート道路橋施工便覧[4] に記載されているレディーミクストコンクリート工場における通常の管理状態であれば10%以下となることを参考にしている。**図-補2.1参照**）

$$k = 0.85 / (1-3V/100) = 0.85 / (1-3\times10/100) = 1.21$$

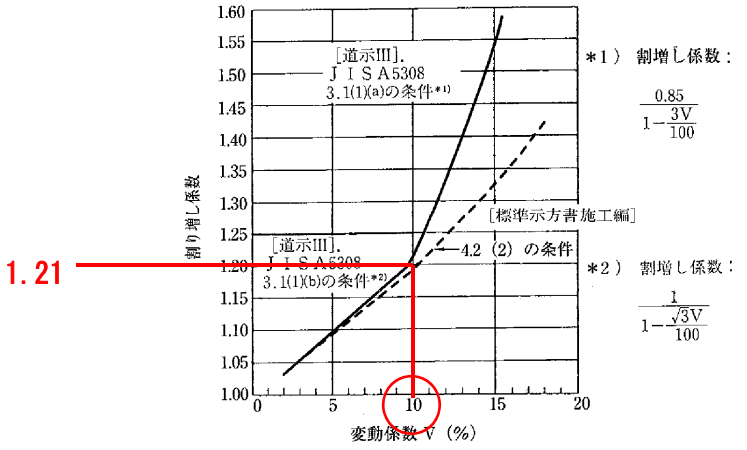


図-補 2.1　割増し係数と変動係数の比較（文献 4）からの抜粋）

【発現強度を基にした圧縮強度及び引張強度】

式（3.3.1）による発現圧縮強度（配合強度）は、設計基準強度を概ね1.21倍したものと想定される（以下の関係）。

・圧縮強度（配合強度）＝設計基準強度×1.21

・設計基準強度＝圧縮強度（配合強度）÷1.21

この値は、各施工段階の発現強度にも考慮すると以下となる。

・「発現強度を基にした圧縮強度」＝発現圧縮強度（式（3.3.1）の計算値）÷1.21
・「発現強度を基にした引張強度」（**図-3.3.35**の茶色線）は、上記の「発現強度を基にした圧縮強度」を引張強度予測式である式（3.3.2）のσ_cに代入することにより求めている。

【3.3の参考文献】

1） 道路橋示方書・同解説 平成24年3月,社団法人日本道路協会,2012
2） プレストレストコンクリート道路橋示方書 昭和43年3月,社団法人日本道路協会,1968
3） プレストレストコンクリート設計施工指針 昭和 36 年 8 月,社団法人土木学会,1961
4） コンクリート道路橋施工便覧 平成10年1月,社団法人日本道路協会,1998
5） 2012年制定 コンクリート標準示方書［設計編・施工編],公益社団法人土木学会,2012
6） マスコンクリートのひび割れ制御指針2016,社団法人日本コンクリート工学会,2016
7） 国土交通省土木工事積算基準,国土交通省大臣官房技術調査課監修
8） PC道路橋計画マニュアル[改訂版],社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会,2007
9） 設計要領第二集橋梁建設編 平成28年8月,東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社,2016
10）国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 第 910 号，土木研究所 共同研究報告書 第468号,プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その１）,2016
11）プレストレストコンクリートの設計および施工,猪股俊司,技報堂,1957
12）社団法人土木学会制定 プレストレストコンクリート設計施工指針 昭和 30 年 4 月,社団法人土木学会,1955
13）社団法人日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会コンクリート橋分科会：道路橋示方書コンクリート橋の詳説，「Ⅲコンクリート橋編」について，橋梁と基礎，vol.13,NO.4，pp.36-99，1979.4
14）道路橋示方書・同解説 平成53年1月,社団法人日本道路協会,1978

3.4 PC 箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ

3.4.1 検討目的

新分類【11】のひび割れは、**図-3.4.1** に示すように、初回点検で 3 番目に多く発生している。新分類【11】のひび割れが発生している全 14 橋のうちの 11 橋が「ポステン PC 箱桁」で、ひび割れのパターンは、**図-3.4.2** のように、PC 箱桁の 2 リフト打継ぎ目や張出床版の直角方向に進展するものである。

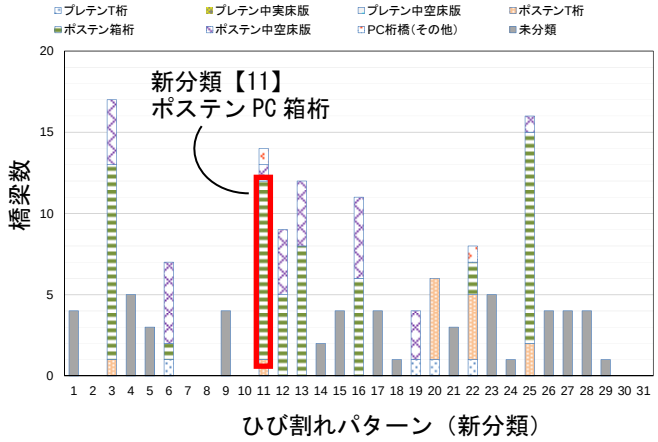


図-3.4.1　ひび割れ発生頻度

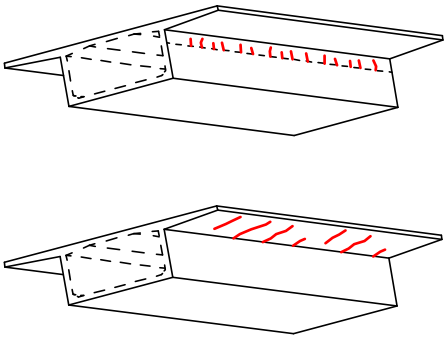


図-3.4.2　ひび割れパターン

このひび割れの発生要因として考えられるものを挙げると、「温度応力」「乾燥収縮」「鉄筋拘束力」「プレストレスに対するポアソン効果」「横締め PC 鋼材の腐食」など複数の要因が想定される。

H24 年道路橋示方書Ⅲ編 [1] では、20 章施工 20.6 コンクリート工の条文（7）打継目に「3）打継目に、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する」とあり、その解説に「3）スターラップあるいは配力鉄筋等を他の部分と比較して密に配置する等の処置を講じる必要がある」と記載されている。

ここでは、想定される複数の要因の中から温度応力に着目し、寸法や環境等の諸条件がどの程度ひび割れの発生に影響するかを温度応力解析でシミュレーションし、どの程度の補強量が適切であるかを試算する。

3.4.2 検討概要

検討する構造は多径間連続 PC 箱桁で、その施工方法と打設方法は、**図-3.4.3** のとおりとする。

施工方法：支保工により 1 径間ごとにブロック割施工
打設方法：2 リフト打設（1 リフト：下床版とウェブ、2 リフト：上床版）

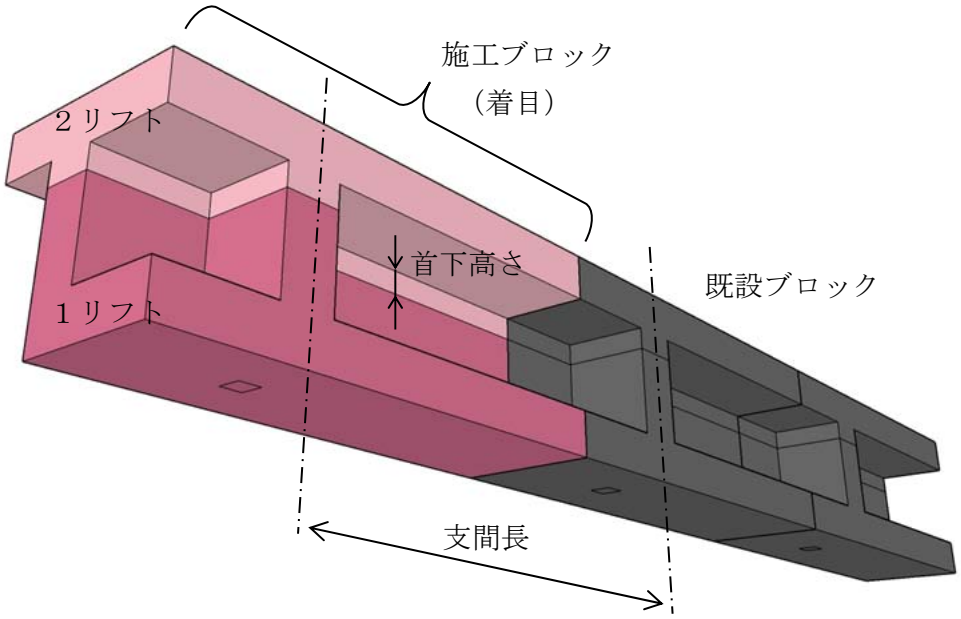


図-3.4.3　多径間連続 PC 箱桁の打設方法

ひび割れの発生に影響することが予想される条件として、寸法条件・環境条件・材料条件・施工条件などが考えられる。この各種条件には、**表-3.4.1** に示すような種々の要素があり、個々の要素を変えて温度解析を行う。

表-3.4.1　各種条件とその要素

条件	要　素
寸法条件	桁高・幅員・ウェブ厚・下床版厚・首下高さ 既設ブロックの有無
環境条件	外気温
材料条件	セメント量・膨張材・乾燥収縮量
施工条件	型枠材質・打継目の養生材や養生期間 ブロック割ごとの施工間隔

解析ケースは、**表-3.4.2** に示すように、基本のケース 1 に対して要素を 1 つづつ変えた全 10 ケースとする。

表-3.4.2　解析ケース

		ケース	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
寸法条件	桁高	2.5m	○		○	○	○	○	○	○	○	○	支間 45m
		3.5m		◎									支間 60m
	幅員	12.6m	○	○		○	○	○	○	○	○	○	
		7.6m			◎								
	ウェブ厚	0.4m	○	○	○		○	○	○	○	○	○	
		0.6m				◎							
	下床版厚	0.2m	○	○	○	○		○	○	○	○	○	
		0.5m					◎						
	首下高さ	0.1m	○	○	○	○	○		○	○	○	○	
		0.5m						◎					
	既設部（ブロック）	あり	○	○	○	○	○	○		○	○	○	
		なし							◎				
環境条件	外気温	15℃	○	○	○	○	○	○	○		○	○	
		30℃								◎			
		5℃											
材料条件	セメント量	350kg	○	○	○	○	○	○	○	○		○	
		450kg									◎		
	膨張材	なし	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		あり											
	乾燥収縮	200μ	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
		500μ										◎	
施工条件	型枠	合板	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	打継ぎ面養生材	マット	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	養生期間	5 日	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	ブロック施工間隔	28 日	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			基本										

乾燥収縮度は、初期点検を実施する時点（2 年後を想定）で 200μ とすることを基本ケースとする。

3.4.3 温度応力解析

(1) 解析モデル

基本ケースの解析モデルを図-3.4.4 に示す。

幅員方向は左右対称なので、幅員中心で 2 分割したモデルとし、上床版・ウェブ・下床版を各 4 分割したメッシュ割りとする。

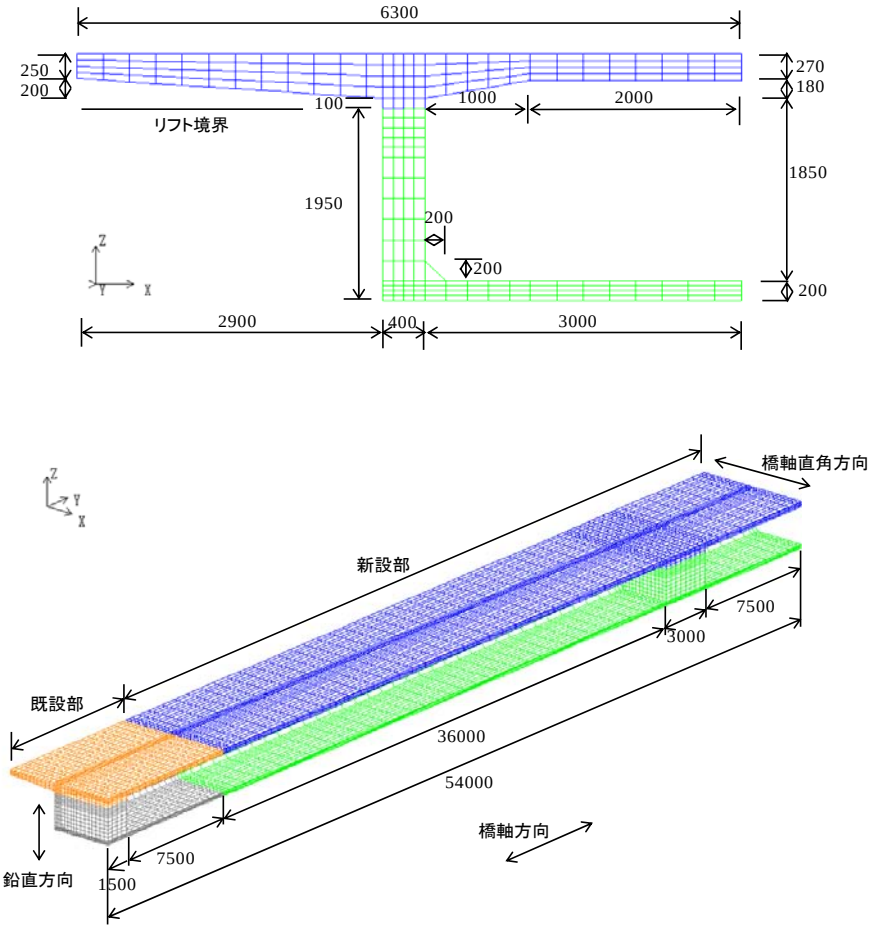


図-3.4.4　基本ケースの解析モデル概要図

(2) 拘束条件と熱伝達境界

モデルの拘束条件は、**図-3.4.5** のように、支点部の鉛直方向を線支承ライン状に拘束する。また、モデル化の際に切断しており、幅員を 2 分割した切断面の橋軸直角方向と中間支点断面の橋軸方向を全面拘束する。

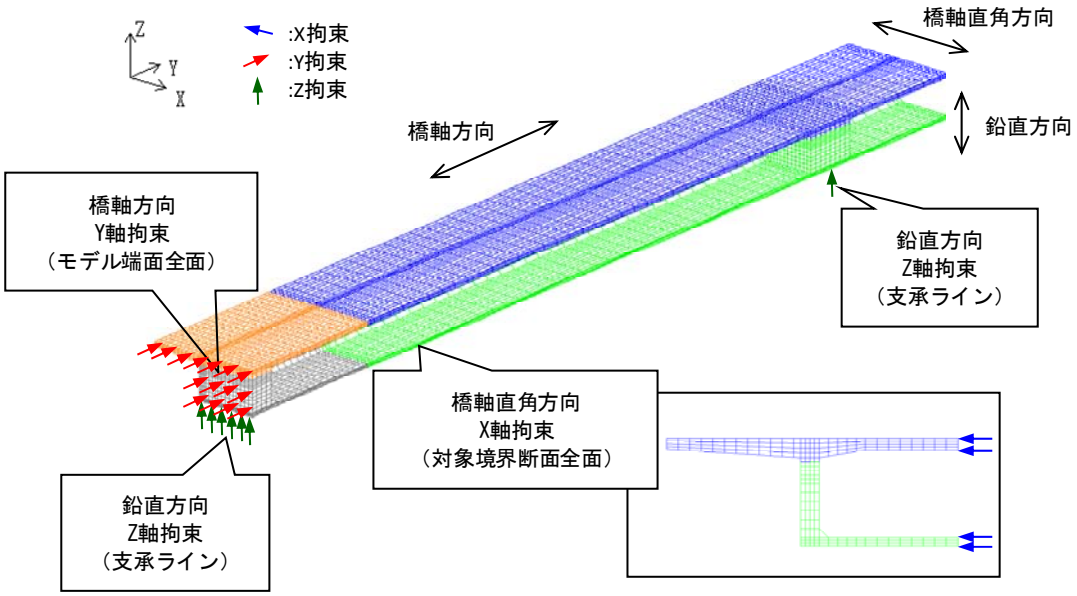


図-3.4.5　モデルの拘束条件

熱伝達境界は、型枠部は木枠を想定し、打設面はマットを敷いて散水養生することを想定して、熱伝達率を**表-3.4.3** のように設定する。

表-3.4.3　熱伝達境界

リフト	部位	型枠種別	熱伝達率	養生期間
1 リフト	下床版上面	マット＋散水	5W/m²･℃	5 日間
	リフト天端	マット＋散水	5W/m²･℃	5 日間
	小口枠	木枠	8W/m²･℃	5 日間
	外枠（箱外）	木枠	8W/m²･℃	28 日間
	内枠（箱内）	木枠	8W/m²･℃	5 日間
2 リフト	上床版上面	マット＋散水	5W/m²･℃	5 日間
	小口枠	木枠	8W/m²･℃	1 日間
	外枠（箱外）	木枠	8W/m²･℃	7 日間
	内枠（箱内）	木枠	8W/m²･℃	7 日間

(3) 結果概要

基本ケース（ケース 1）の温度応力解析の結果について、橋軸方向の最小ひび割れ指数コンターを**図-3.4.6** に示す。

新・旧ブロックや 1・2 リフトの打継ぎが影響と考えられる領域Ⅰについて、次ページ以降で詳細に検討する。領域Ⅱについては、中間支点横桁のマスコンクリートが原因と考えられるので、**3.4.6 (4)** で略述する。

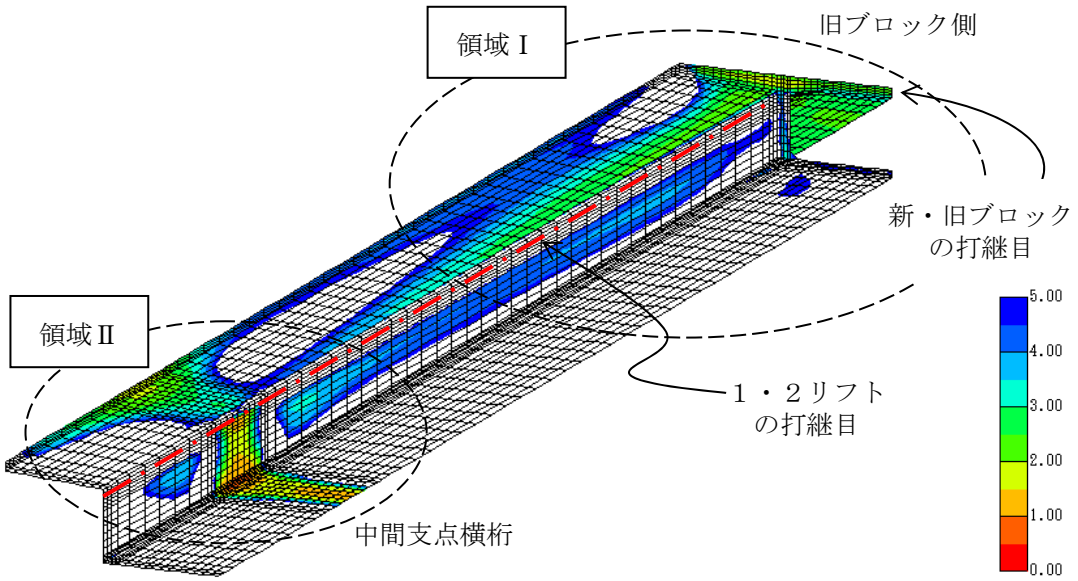


図-3.4.6　橋軸方向の最小ひび割れ指数コンター（ケース 1）

なお、検討した 10 ケースの解析結果（最小ひび割れ指数のコンター図、ひび割れ指数や温度の履歴、鉄筋量の計算）についての詳細は、**参考資料 2** に掲載する。

3.4.4 解析結果の分析

寸法条件や材料条件等を違えた 10 ケースについて、**表-3.4.4** に示す 4 箇所に着目し、ひび割れ発生の危険性を次の 2 つの指標で評価する。

・ひび割れ指数Ｉ：日本コンクリート工学会の「マスコンクリートのひび割れ制御指針」[2)]において、ひび割れの制御に用いられる指標であり、解析により算出されるコンクリートの引張強度と引張応力度の比として表される。

$$I = f / \sigma$$

ｆ：材齢ｔ日におけるコンクリート引張強度

σ：材齢ｔ日におけるコンクリート最大引張応力度

・必要鉄筋量A_s：引張力を鉄筋応力度の制限値で除して算出する。ここでは、土木学会「コンクリート標準示方書」[4)] を参考に、鉄筋の応力度を 120N/mm² に制限して算出する。

$$A_s = T / \sigma_{sa}$$

Ｔ：引張力で、$T = \Sigma(\sigma_c \times A_c)$

σ_c：要素平均応力度で、解析で求まる各要素の引張応力度の平均値。ただし、$\sigma_c = 1.0 N/mm^2$ 以上のみ。

A_c：発生領域面積で、解析で求まる要素引張応力度が引張となっている要素の着目断面における断面積。ただし、$\sigma_c = 1.0 N/mm^2$ 以上のみ。

σ_{sa}：鉄筋応力度の制限値

表-3.4.4　試算する箇所

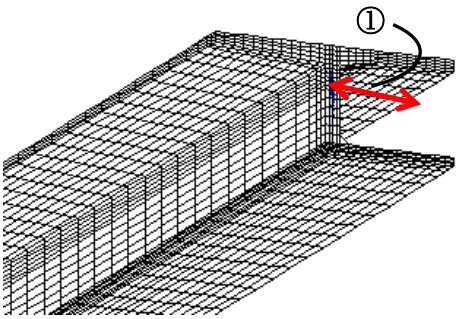
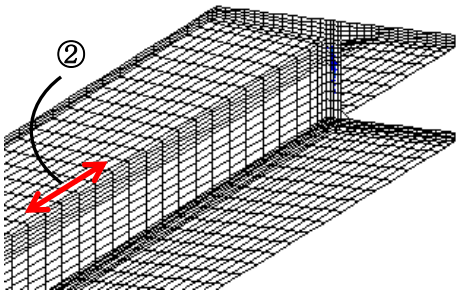
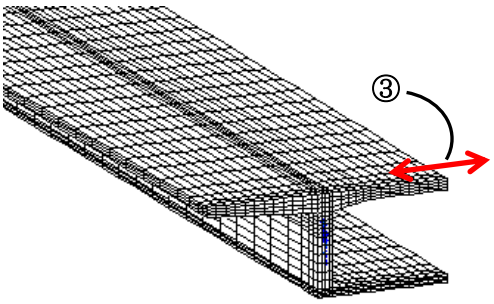
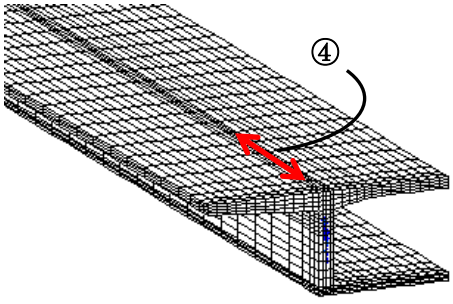
中間床版下面（橋軸直角方向）	張出床版下面（橋軸方向）
	
中間床版上面（橋軸直角方向）	**上床版上面（橋軸方向）**
	

表-3.4.5 に解析結果をまとめた。ひび割れ指数や引張応力度の最大と最小を着色している。なお、ケース 7 は端部が拘束されていないケースであり、着目箇所に引張応力が発生していない、もしくは発生応力が極端に小さいため集計から除外している。

①中間床版下面（橋軸直角方向）と④上床版上面（橋軸方向）については、条件によってひび割れ指数が 1.5 を下回り、また 2.0N/mm² 以上の引張応力度が残留するのでひび割れ発生に対する配慮が必要である。また、②張出床版下面（橋軸方向）と③中間床版上面（橋軸直角方向）については、ひび割れ指数が 1.5 以上なので、温度応力単独でひび割れが発生する危険性は小さいが、1.5N/mm² 程度以上の引張応力度が残留するケースがあるので他の要因により引張応力度の発生が懸念される場合には、ひび割れ発生に対する注意が必要である。

表-3.4.5　最小ひび割れ指数と最終引張応力度の集計

			諸条件
①	中間床版下面 （橋軸直角方向）	最小ひび割れ指数	1.32 ～ 1.94
		発生時期　（日）	3.7 ～ 4.9
		最終引張応力度　(N/mm²)	1.75 ～ 2.51
②	張出床版下面 （橋軸方向）	最小ひび割れ指数	2.04 ～ 2.78
		発生時期　（日）	7.0 ～ 7.3
		最終引張応力度　(N/mm²)	1.36 ～ 1.68
③	中間床版上面 （橋軸直角方向）	最小ひび割れ指数	1.55 ～ 2.26
		発生時期　（日）	3.7 ～ 5.1
		最終引張応力度　(N/mm²)	1.44 ～ 2.07
④	上床版上面 （橋軸方向）	最小ひび割れ指数	1.26 ～ 1.63
		発生時期　（日）	5.3 ～ 7.0
		最終引張応力度　(N/mm²)	2.12 ～ 2.73

ケース 7 を除外して集計

（1）中間床版下面（橋軸直角方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、**図-3.4.7** および**表-3.4.6** のように、ケース 7 を除く各ケースで最小ひび割れ指数が 1.32～1.94（発生時期は 3.7～4.9 日）で、そのときの引張応力度（極値）が 1.38～2.07N/mm²、最終的には 1.75～2.51N/mm² の引張応力度が残留する。

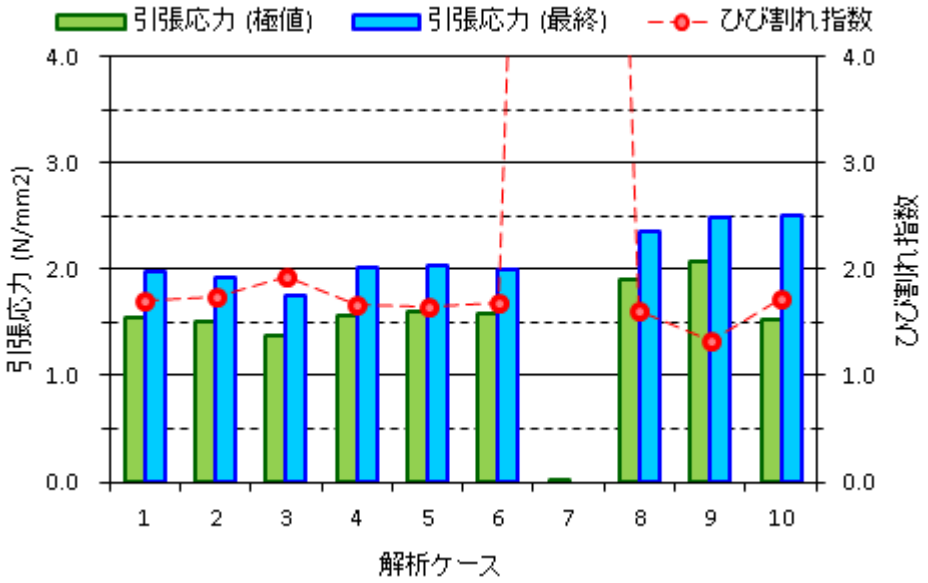


図-3.4.7　引張応力度と最小ひび割れ指数（①）

表-3.4.6　引張応力度と最小ひび割れ指数（①）

条件 / 解析ケース		寸法 1	2	3	4	5	6	7	環境・材料 8	9	10
最小ひび割れ指数［発生時期（日）］		1.70 [4.7]	1.75 [4.9]	1.94 [4.9]	1.67 [4.7]	1.65 [4.9]	1.68 [4.7]	20 超 [－]	1.61 [3.7]	1.32 [4.7]	1.72 [4.7]
引張応力度 (N/mm²)	極値	1.54	1.51	1.38	1.57	1.61	1.58	0.01	1.90	2.07	1.53
	最終	1.97	1.92	1.75	2.02	2.04	2.00	－	2.36	2.49	2.51

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース 7 は考察から除外しているためグレーで着色している。

（2）張出床版下面（橋軸方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、**図-3.4.8** および**表-3.4.7** のように、ケース 7 を除く各ケースで最小ひび割れ指数が 2.04～2.78（発生時期は 7.0～7.3 日）で、そのときの引張応力度（極値）が 1.19～1.54N/mm²、最終的には 1.36～1.68N/mm² の引張応力度が残留する。

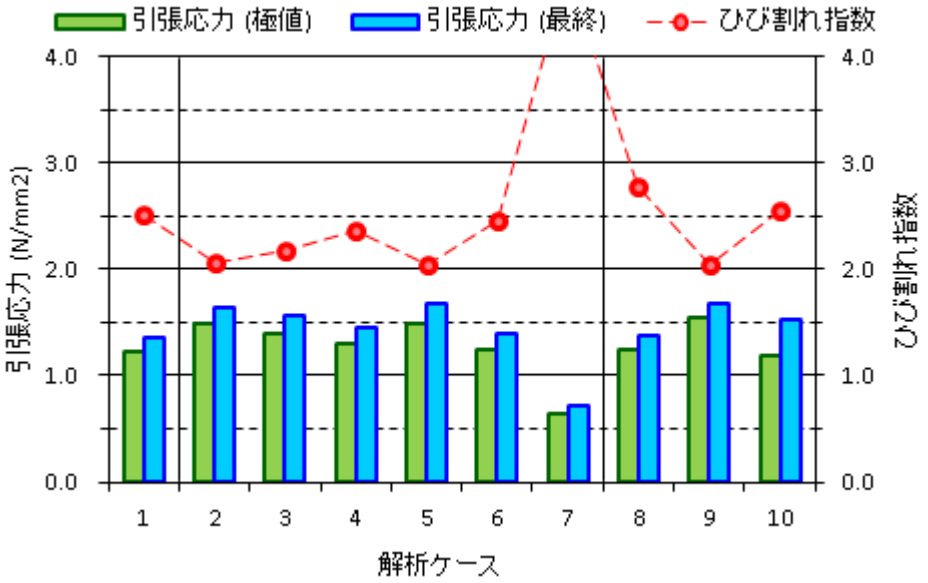


図-3.4.8　引張応力度と最小ひび割れ指数（②）

表-3.4.7　引張応力度と最小ひび割れ指数（②）

条件 / 解析ケース		寸法 1	2	3	4	5	6	7	環境・材料 8	9	10
ひび割れ指数 ［発生時期（日）］		2.51 [7.1]	2.06 [7.1]	2.17 [7.0]	2.36 [7.1]	2.04 [7.0]	2.46 [7.1]	4.81 [7.3]	2.78 [7.1]	2.04 [7.1]	2.56 [7.1]
引張応力度 (N/mm²)	極値	1.22	1.48	1.39	1.30	1.49	1.25	0.64	1.25	1.54	1.19
	最終	1.36	1.64	1.57	1.46	1.68	1.39	0.71	1.38	1.68	1.52

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース 7 は考察から除外しているためグレーで着色している。

（3）中間床版上面（橋軸直角方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、**図-3.4.9** および**表-3.4.8** のように、ケース 7 を除く各ケースで最小ひび割れ指数が 1.55～2.26（発生時期は 3.7～5.1 日）で、そのときの引張応力度（極値）が 1.17～1.72N/mm²、最終的には 1.44～2.07N/mm² の引張応力度が残留する。

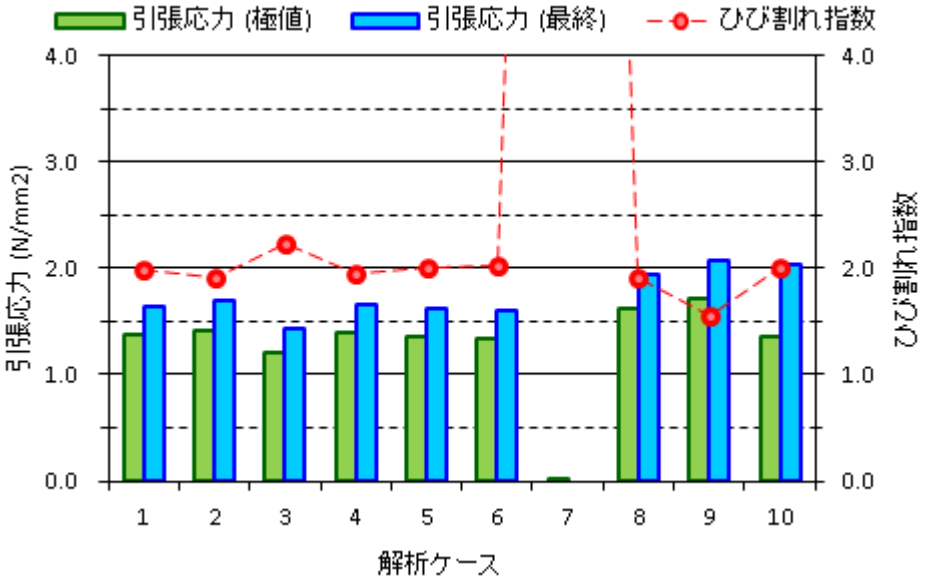


図-3.4.9　最大引張応力度と最小ひび割れ指数（③）

表-3.4.8　最大引張応力度と最小ひび割れ指数（③）

条件		寸法							環境・材料		
解析ケース		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
最小ひび割れ指数［発生時期（日）］		1.98 [5.1]	1.92 [5.1]	2.26 [4.7]	1.95 [5.1]	2.00 [5.1]	2.02 [5.1]	20 超 [－]	1.91 [3.7]	1.55 [4.0]	2.00 [5.1]
引張応力度 (N/mm²)	極値	1.37	1.41	1.17	1.39	1.35	1.34	0.01	1.62	1.72	1.35
	最終	1.64	1.69	1.44	1.66	1.62	1.61	－	1.94	2.07	2.03

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース 7 は考察から除外しているためグレーで着色している。

（4）上床版上面（橋軸方向）

中間床版下面の橋軸直角方向は、**図-3.4.10** および**表-3.4.9** のように、ケース 7 を除く各ケースで最小ひび割れ指数が 1.26～1.63（発生時期は 5.3～7.0 日頃）で、そのときの引張応力度（極値）が 1.92～2.49N/mm²、最終的には 2.12～2.73N/mm² の引張応力度が残留する。

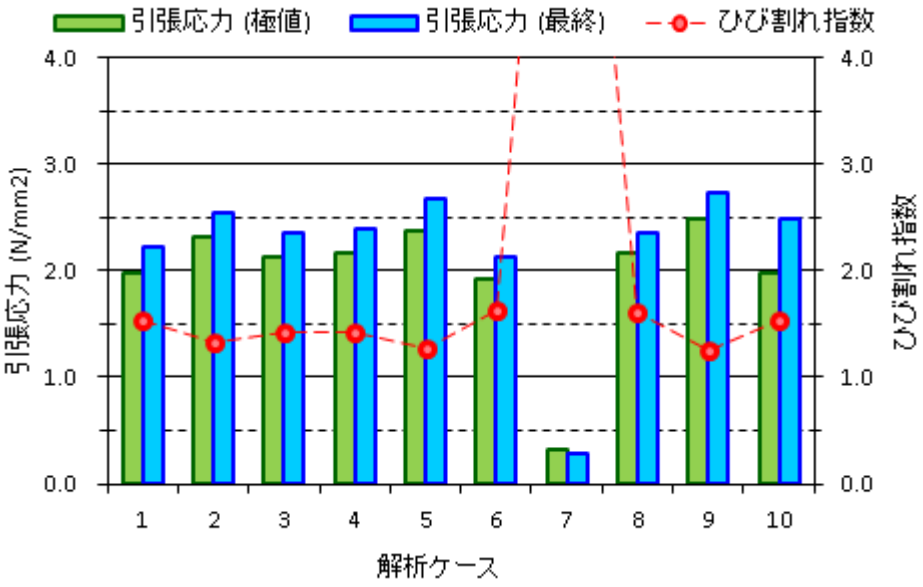


図-3.4.10　最大引張応力度と最小ひび割れ指数（④）

表-3.4.9　最大引張応力度と最小ひび割れ指数（④）

条件		寸法							環境・材料		
解析ケース		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数		1.53	1.33	1.43	1.43	1.27	1.63	9.20	1.62	1.26	1.54
［発生時期（日）］		[6.0]	[6.9]	[6.0]	[6.9]	[6.0]	[7.0]	[5.3]	[6.9]	[6.0]	[6.0]
引張応力度	極値	1.98	2.32	2.12	2.17	2.38	1.92	0.32	2.16	2.49	1.97
(N/mm²)	最終	2.22	2.55	2.36	2.39	2.68	2.12	0.28	2.36	2.73	2.49

表では、最小ひび割れ指数と引張応力度の最大値・最小値を着色している。

既設部をモデル化していないケース 7 は考察から除外しているためグレーで着色している。

3.4.5 鉄筋によるひび割れ対策案

発生する引張応力度に対して必要な引張鉄筋量A_{req}を、次式によって算出する。

$A_{req}＝T／L／\sigma_{sa}$

T　：引張力（$=\Sigma（\sigma_c \times A_c）$）

σ_c：要素平均応力度で、解析で求まる各要素の引張応力度の平均値。ただし、$\sigma_c＝1.0N/mm^2$以上のみ。

A_c：発生領域面積で、解析で求まる要素引張応力度が引張となっている要素の着目断面における断面積。ただし、$\sigma_c＝1.0N/mm^2$以上のみ。

σ_{sa}：鉄筋応力度の制限値（ここでは、土木学会「コンクリート標準示方書」[4]を参考に$\sigma_{sa}＝120N/mm^2$とした。）

L　：引張鉄筋を配置する辺の長さの合計

要素の平均引張応力度の分布の例として、ケース 6 の②の場合を**図-3.4.11** に示す。

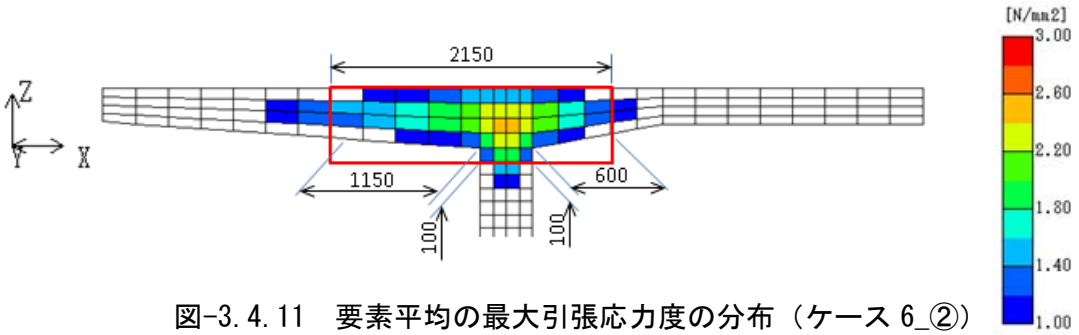


図-3.4.11　要素平均の最大引張応力度の分布（ケース 6_②）

図-3.4.11 の上床版上面 2.15m、張出床版下面 1.15m、中間ハンチ 0.60m とウェブ首下両面 0.10m の計 4.10m 区間に引張鉄筋を配置すると、単位幅あたりの必要鉄筋量は、以下のとおりである。

$A_{req}＝T／L／\sigma_{sa}$

$＝1,231kN／4.10m／120N/mm^2$

$＝2,502mm^2$

D22ctc125（$A_s＝387.1×1000／125＝3,097mm^2$）

支保工施工の PC 箱桁では、床版横締め PC 鋼材を材齢 3～4 日で緊張し、主方向 PC 鋼材を材齢 5～7 日で緊張するのが一般的である。次頁以降に示す必要鉄筋量をまとめると**表-3.4.10** に示すとおりで、橋軸直角方向の引張（①と③）については 3.7～5.1 日、橋軸方向の引張（②と④）については 5.3～7.3 日が最小ひび割れ指数の発生時期なので、施工工程によっては、最小ひび割れ指数を経験したあとで緊張する可能性がある。

そこで、橋軸直角方向については、**図-3.4.14** や**図-3.4.22** のように、打継目から 1.5m 程度の区間の上床版上筋と下筋に D19ctc125 を配置し、橋軸方向については、**図-3.4.18** や**図-3.4.26** のように、ウェブ近傍の上床版部に D22ctc125 を配置するのがよいという計算結果になった。

表-3.4.10　最小ひび割れ指数と最終引張応力度の集計

			諸条件
①	中間床版下面 （橋軸直角方向）	最小ひび割れ指数	1.32 ～ 1.94
		発生時期　（日）	3.7 ～ 4.9
		必要鉄筋量　（mm²/m）	1,460～1,930
		実配筋例 実配筋鉄筋量　（mm²/m）	D19ctc125 2,292
②	張出床版下面 （橋軸方向）	最小ひび割れ指数	2.04 ～ 2.78
		発生時期　（日）	7.0 ～ 7.3
		必要鉄筋量　（mm²/m）	2,500～2,820
		実配筋例 実配筋鉄筋量　（mm²/m）	D22ctc125 3,096
③	中間床版上面 （橋軸直角方向）	最小ひび割れ指数	1.55 ～ 2.26
		発生時期　（日）	3.7 ～ 5.1
		必要鉄筋量　（mm²/m）	1,520～1,930
		実配筋例 実配筋鉄筋量　（mm²/m）	D19ctc125 2,292
④	上床版上面 （橋軸方向）	最小ひび割れ指数	1.26 ～ 1.63
		発生時期　（日）	5.3 ～ 7.0
		必要鉄筋量　（mm²/m）	2,410～2,830
		実配筋例 実配筋鉄筋量　（mm²/m）	D22ctc125 3,096

ケース 7 を除外して集計

（1）中間床版下面（橋軸直角方向）

ケース１の「①中間床版下面（橋軸直角方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸直角方向のひび割れ指数コンター図を**図-3.4.12** に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは**図-3.4.13** のとおりである。

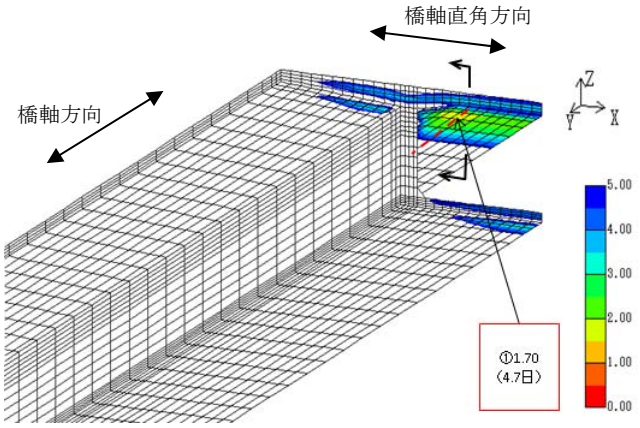


図-3.4.12　ひび割れ指数コンター図（ケース 1_①）

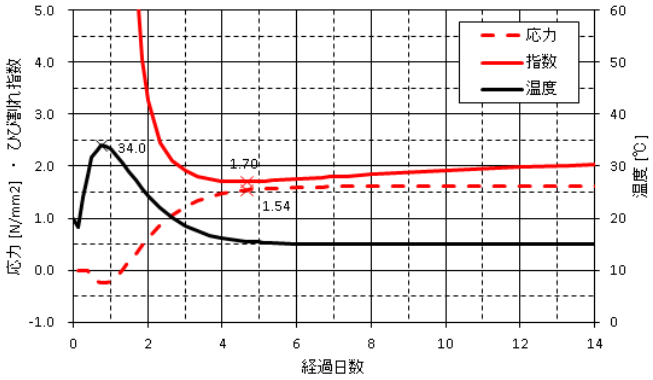


図-3.4.13　引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_①）

ひび割れ指数はハンチ開始点付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は**図-3.4.14** のとおりで、必要鉄筋量は**表-3.4.11** のように算出できる。

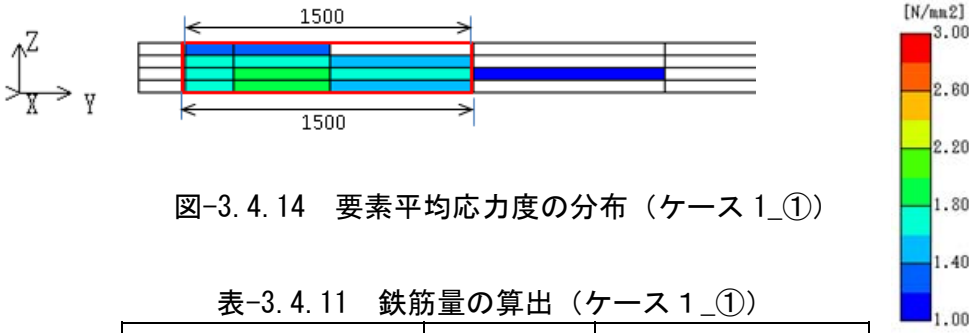


図-3.4.14　要素平均応力度の分布（ケース 1_①）

表-3.4.11　鉄筋量の算出（ケース１_①）

赤枠内の引張力	T	570　kN
引張鉄筋を配置する辺の長さの合計	L	3,000　mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120　N/mm²
必要鉄筋量	A_{req}	4,770　mm²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}／L	1,590　mm²/m

中間床版下面（橋軸直角方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで**図-3.4.15** および**表-3.4.12** のとおりである。

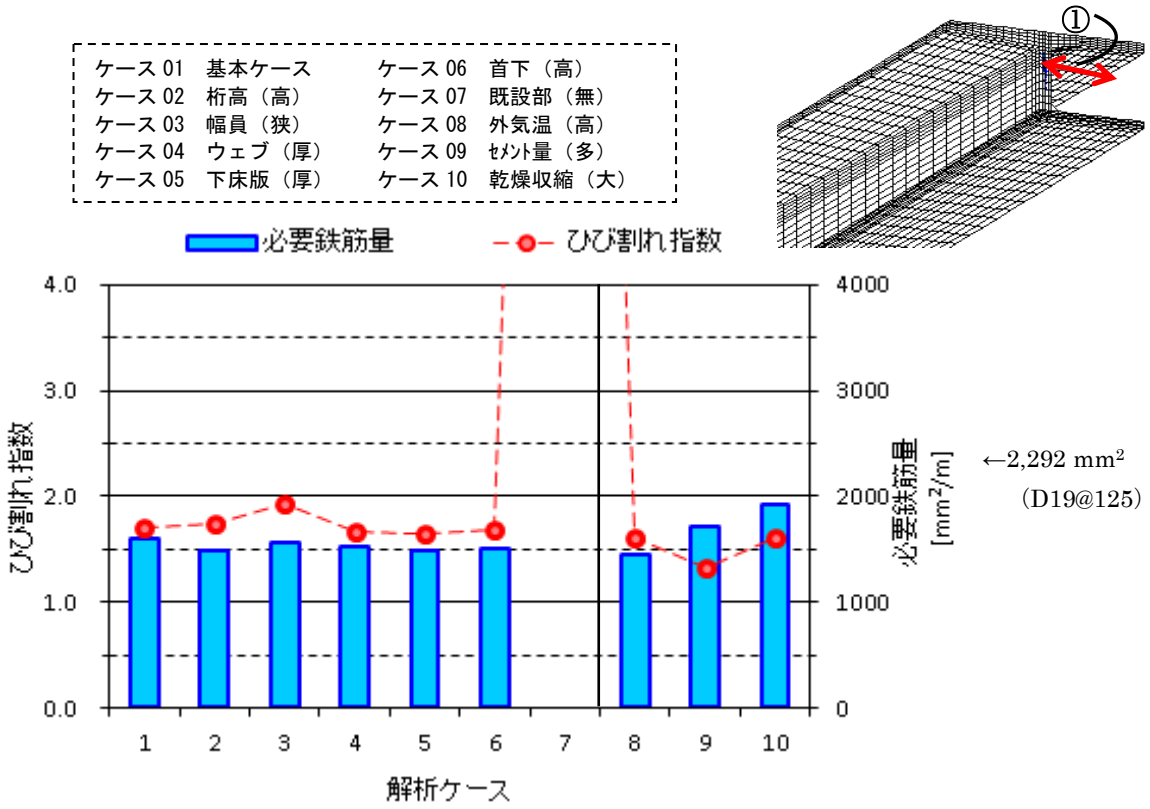


図-3.4.15　最小ひび割れ指数と必要鉄筋量（①）

表-3.4.12　ひび割れ指数と１ｍあたりの必要鉄筋量（①）

条件 / 解析ケース	寸法							環境・材料		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	1.70	1.75	1.94	1.67	1.65	1.68	20 超	1.61	1.32	1.61
必要鉄筋（mm²/m）	1590	1490	1560	1530	1490	1510	－	1460	1710	1930

・**図-3.4.15** のように、多くのケースでひび割れ指数が 1.5～2.0 なので、ひび割れ発生の危険はあまり大きくないが、セメント量が多い場合（ケース 9）は危険性がやや高くなる。
そのため、セメント量を少なくするとよい。

・**図-3.4.13** のように、橋軸直角方向のひび割れ指数が小さくなるのは打設から 3～5 日目である。
そのため、床版横締め PC 鋼材を緊張して圧縮応力を導入するとよい。

（2）張出床版下面（橋軸方向）

ケース 1 の「②張出床版下面（橋軸方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸方向のひび割れ指数コンター図を**図-3.4.16** に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは**図-3.4.17** のとおりである。

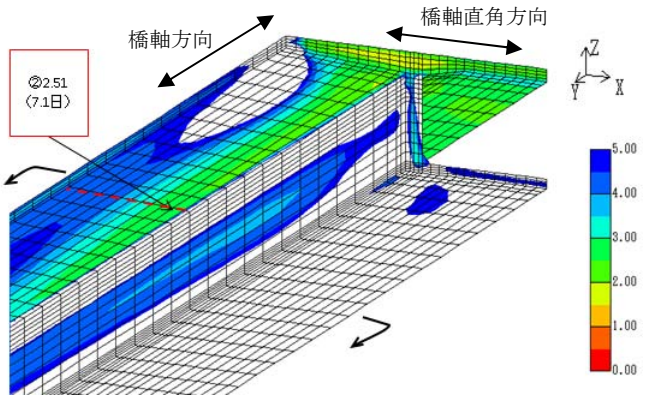


図-3.4.16　ひび割れ指数コンター図（ケース 1_②）

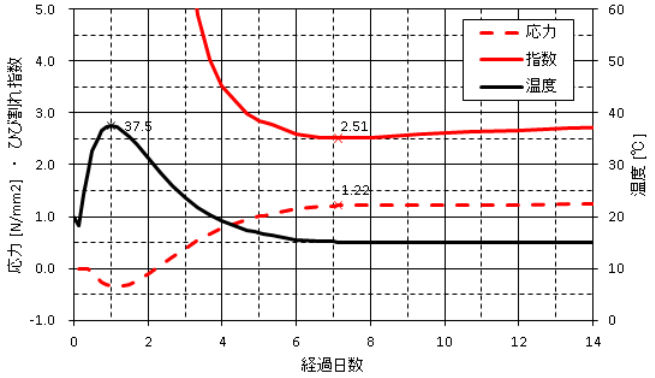


図-3.4.17　引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_②）

ひび割れ指数は打継目から 8m 付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は**図-3.4.18** のとおりで、必要鉄筋量は**表-3.4.13** のように算出できる。

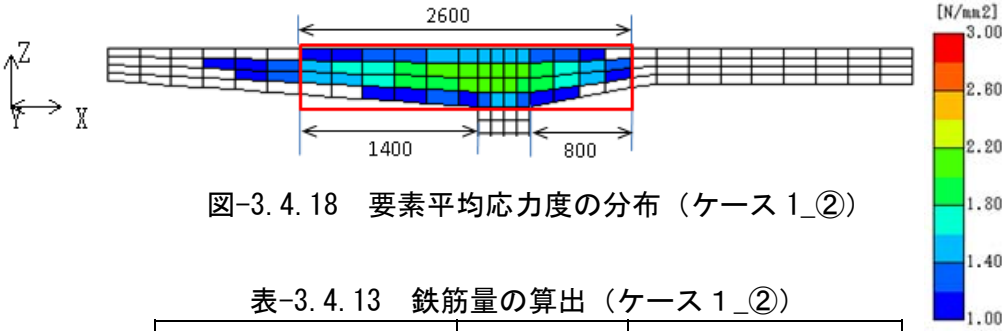


図-3.4.18　要素平均応力度の分布（ケース 1_②）

表-3.4.13　鉄筋量の算出（ケース 1_②）

赤枠内の引張力	T	1,480　kN
引張鉄筋を配置する辺の長さの合計	L	4,800　mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120　N/mm²
必要鉄筋量	A_{req}	12,320　mm²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}／L	2,560　mm²/m

張出床版下面（橋軸方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで**図-3.4.19** および**表-3.4.14** のとおりである。

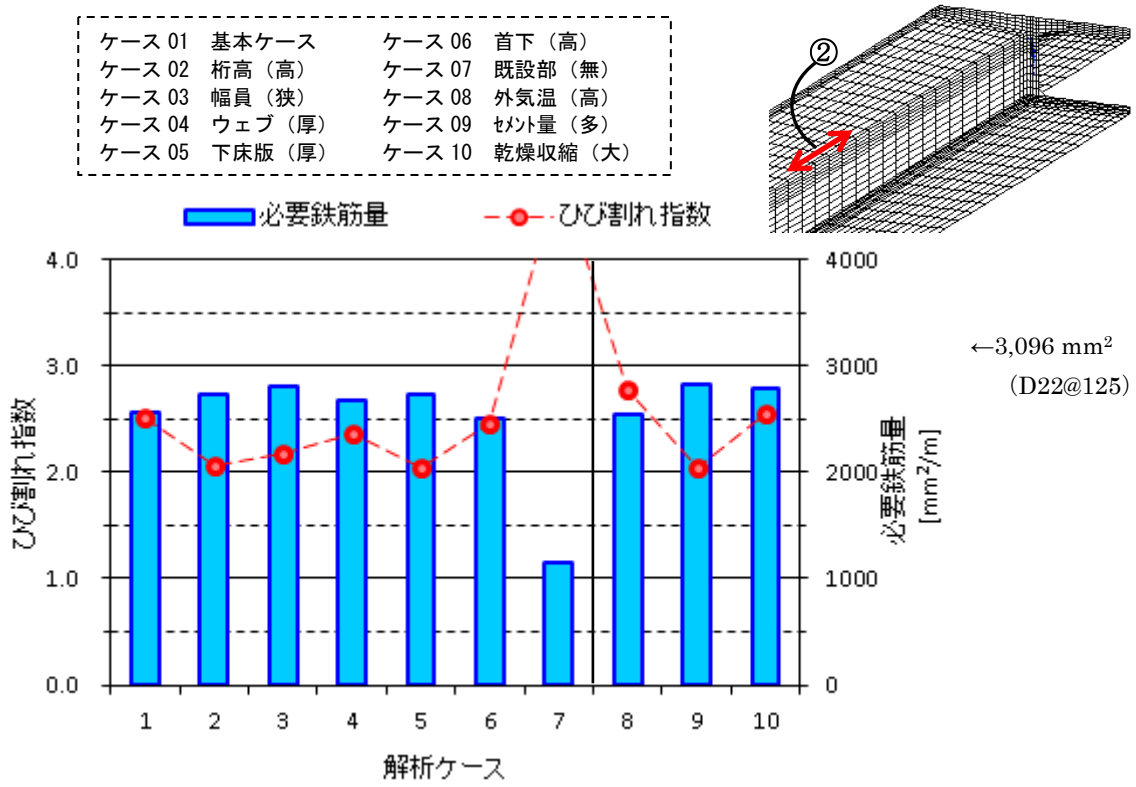


図-3.4.19　最小ひび割れ指数と必要鉄筋量（②）

表-3.4.14　ひび割れ指数と１ｍあたりの必要鉄筋量（②）

条件	寸法							環境・材料		
解析ケース	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	2.51	2.06	2.17	2.36	2.04	2.46	4.81	2.78	2.04	2.56
必要鉄筋（mm²/m）	2570	2730	2800	2680	2730	2500	1150	2550	2820	2790

- **図-3.4.19** のように、すべてのケースでひび割れ指数が 2.0 以上なので、ひび割れ発生の危険は小さいといえるが、要因ごとでの差があるので、たとえば桁高が高く下床版が厚い場合（ケース 2+5）などは注意する必要がある。
- また、セメント量が多い場合（ケース 9）にも危険性がやや高くなる。
  そのため、セメント量を少なくするとよい。
- **図-3.4.17** のように、部材が厚く部材中央部の引張応力が大きめになる傾向で、全引張力に抵抗するための必要鉄筋量が多くなる。

（3）中間床版上面（橋軸直角方向）

ケース１の「③中間床版上面（橋軸直角方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸直角方向のひび割れ指数コンター図を**図-3.4.20** に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは**図-3.4.21** のとおりである。

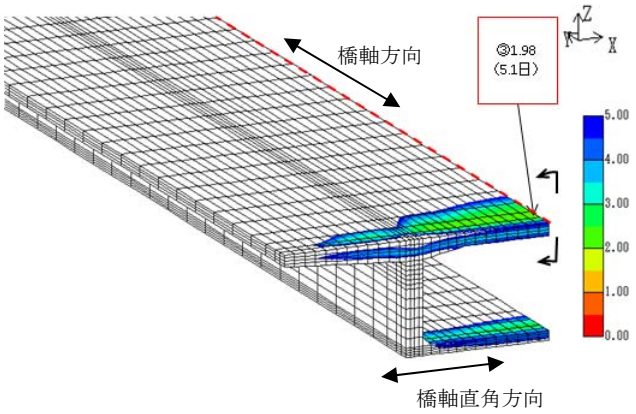


図-3.4.20　ひび割れ指数コンター図（ケース 1_③）

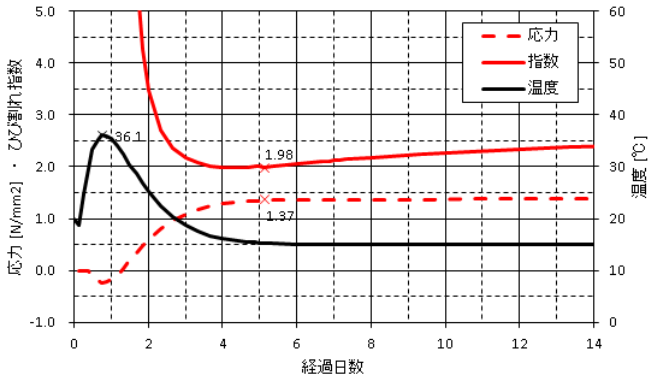


図-3.4.21　引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_③）

ひび割れ指数は中間床版中央部付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は**図-3.4.22** のとおりで、必要鉄筋量は**表-3.4.15** のように算出できる。

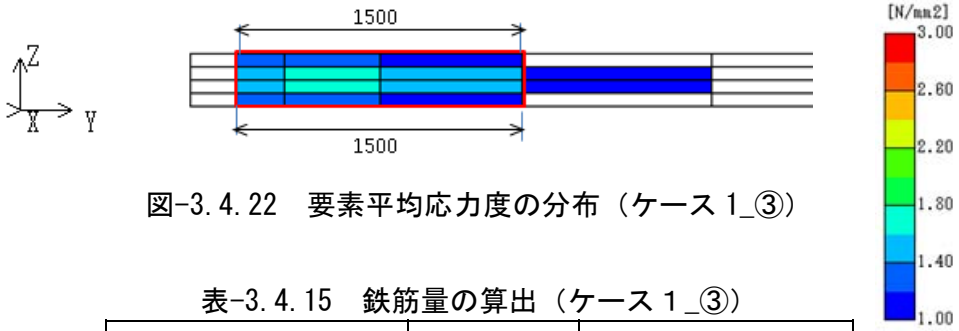


図-3.4.22　要素平均応力度の分布（ケース 1_③）

表-3.4.15　鉄筋量の算出（ケース１_③）

赤枠内の引張力	T	5,530　kN
引張鉄筋を配置する辺の長さの合計	L	3,000　mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120　N/mm²
必要鉄筋量	A_{req}	4,610　mm²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}／L	1,540　mm²/m

中間床版上面（橋軸直角方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで**図-3.4.23** および**表-3.4.16** のとおりである。

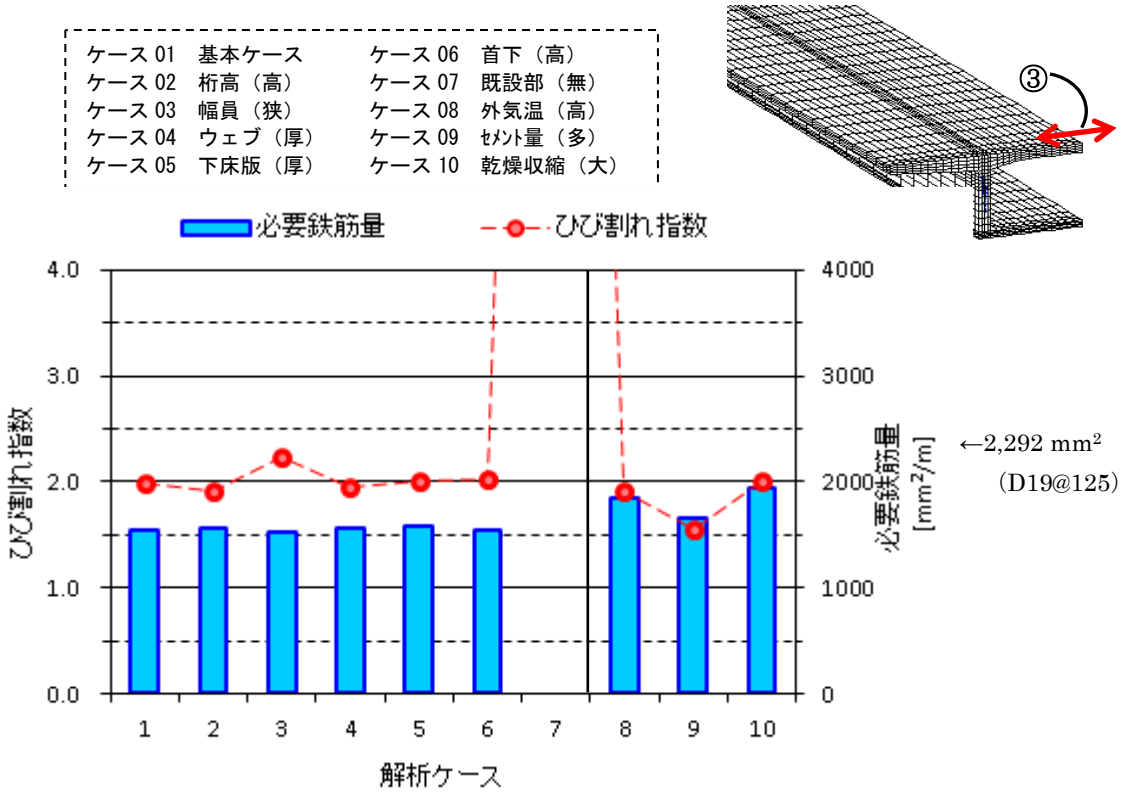


図-3.4.23　最小ひび割れ指数と必要鉄筋量（③）

表-3.4.16　ひび割れ指数と１ｍあたりの必要鉄筋量（③）

条件	寸法							環境・材料		
解析ケース	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	1.98	1.92	2.24	1.95	2.00	2.02	20 超	1.91	1.55	2.00
必要鉄筋（mm²/m）	1540	1570	1520	1560	1590	1550	－	1850	1660	1930

・**図-3.4.23** のように、構造寸法の要因はあまり大きくないが、幅員が広い場合（ケース 3 の逆）にはひび割れの危険性がやや高くなるので注意が必要である。
・また、セメント量が多い場合（ケース 9）にも危険性がやや高くなる。
そのため、セメント量を少なくするとよい。
・**図-3.4.21** のように、橋軸直角方向のひび割れ指数が小さくなるのは打設から 3～5 日目である。
そのため、床版横締め PC 鋼材を緊張して圧縮応力を導入するとよい。

（4）上床版上面（橋軸方向）

ケース 1 の「④上床版上面（橋軸方向）」について鉄筋量を算出する。

橋軸方向のひび割れ指数コンター図を**図-3.4.24** に示す。また、ひび割れ指数と温度の履歴グラフは**図-3.4.25** のとおりである。

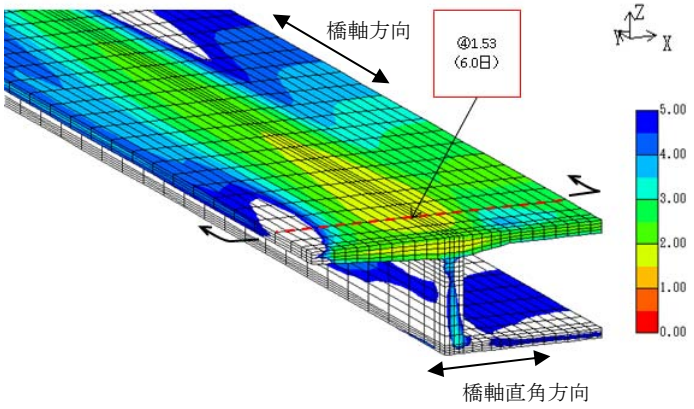


図-3.4.24　ひび割れ指数コンター図（ケース 1_④）

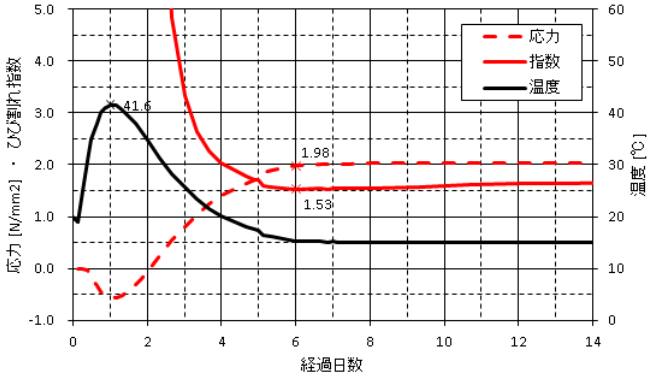


図-3.4.25　引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 1_④）

ひび割れ指数は打継目から 1m 付近が最小で、その位置で切断した断面の要素平均応力度の分布は**図-3.4.26** のとおりで、必要鉄筋量は**表-3.4.17** のように算出できる。

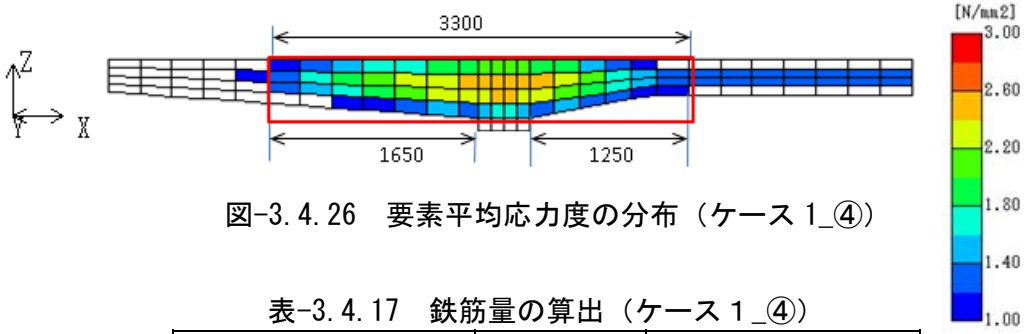


図-3.4.26　要素平均応力度の分布（ケース 1_④）

表-3.4.17　鉄筋量の算出（ケース 1_④）

赤枠内の引張力	T	2,060　kN
引張鉄筋を配置する辺の長さの合計	L	6,200　mm
鉄筋応力度の制限値	σ_{sa}	120　N/mm²
必要鉄筋量	A_{req}	17,130　mm²
1m あたりの鉄筋量	A_{req}／L	2,760　mm²/m

上床版上面（橋軸方向）の最小ひび割れ指数と 1m あたりの必要鉄筋量は、各ケースで**図-3.4.27** および**表-3.4.18** のとおりである。

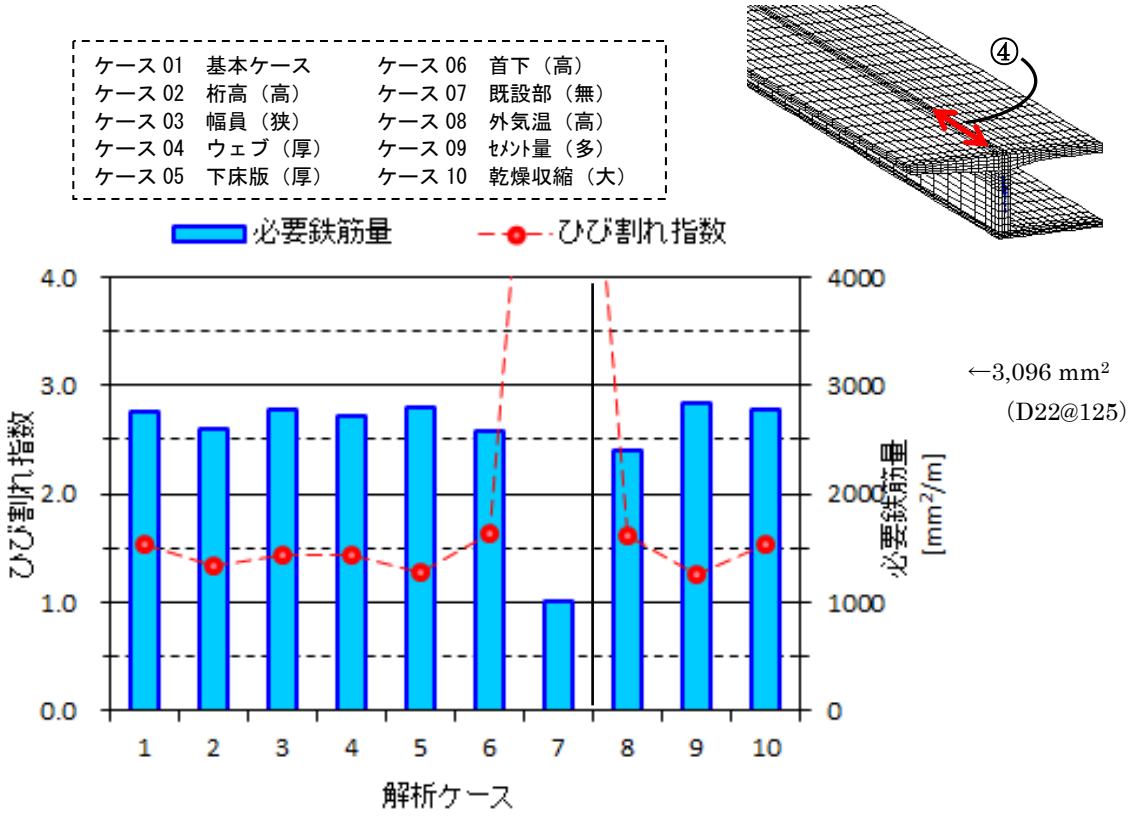


図-3.4.27　最小ひび割れ指数と必要鉄筋量（④）

表-3.4.18　ひび割れ指数と１ｍあたりの必要鉄筋量（④）

条件	寸法							環境・材料		
解析ケース	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ひび割れ指数	1.53	1.33	1.43	1.43	1.27	1.63	9.20	1.62	1.26	1.54
必要鉄筋（mm²/m）	2760	2600	2780	2710	2800	2580	1010	2410	2830	2780

・**図-3.4.27** のように、構造寸法の要因はあまり大きくないが、下床版が厚い場合（ケース 5）にはひび割れの危険性がやや高くなるので注意が必要である。
・また、セメント量が多い場合（ケース 9）にも危険性がやや高くなる。
そのため、セメント量を少なくするとよい。
・**図-3.4.25** のように、部材が厚く部材中央部の引張応力が大きめになる傾向で、全引張力に抵抗するための必要鉄筋量が多くなる。

3.4.6 ひび割れ要因及び対策に関する留意点

(1) ひび割れ原因の推定

ケース 6（首下高＝500mm）の既設ブロックの打継目から 10m の断面での橋軸方向の最大引張応力度を要素平均で示すと**図-3.4.28** のとおりである。

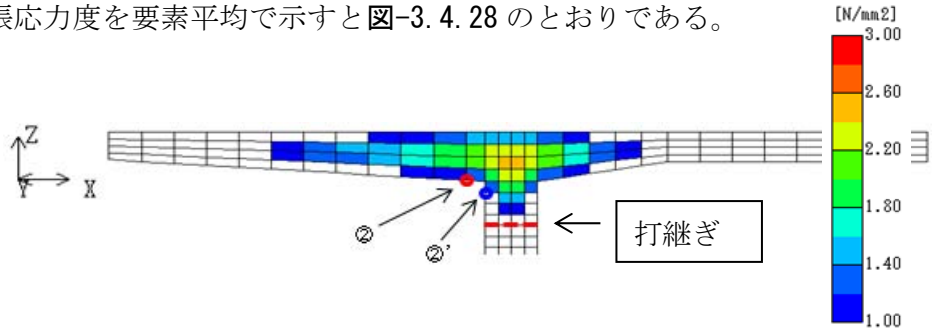


図-3.4.28　既設ブロックから 10m の断面の最大引張応力度（ケース 6）

②と②’の位置での橋軸方向応力度とコンクリート温度の経時変化は、**図-3.4.29** に示すとおりである。打設後 1 日でコンクリート温度が最高になり、その後の温度下降にともなって引張応力が蓄積され、1.0～1.5N/mm² の引張応力度が残留する。

ひび割れ指数は「引張強度／引張応力度」の指標で、**図-3.4.30** のように引張強度が発現途中の材齢 7 日頃に最小の 2.5（＝3.0N/mm²／1.2N/mm²）となり、その後は引張強度が大きくなるために若干ではあるが改善する。この温度応力のみではひび割れ発生に至らないと考えられるが、他の要因によって引張応力度が 1.8N/mm² 程度加算されるとひび割れが発生する危険性が増大する。

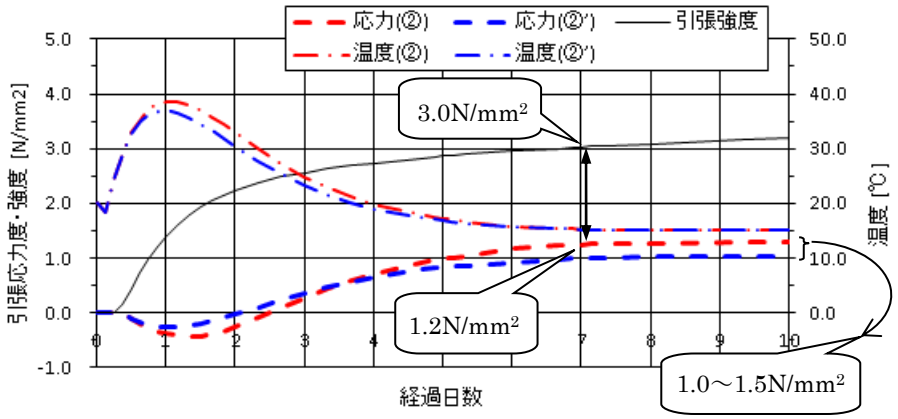


図-3.4.29　コンクリート温度と引張応力度の経時変化（ケース 6）

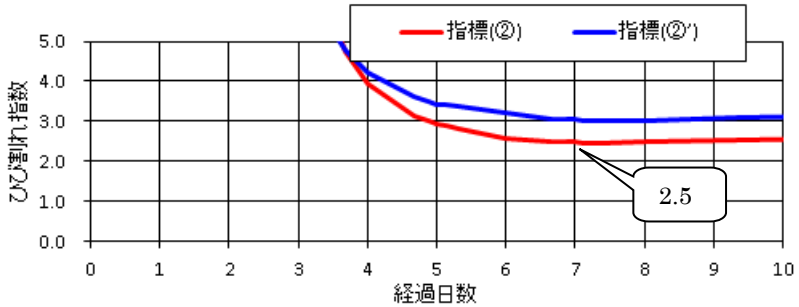


図-3.4.30　ひび割れ指数の経時変化（ケース 6）

(2) 条件累加時の留意点

着目部位が②の中間床版下面（橋軸直角方向）について、各ケースの引張応力度を**表-3.4.6** に掲載したが、基本のケース 1 との差を計算すると**表-3.4.19** のとおりである。

表-3.4.19　各ケースの引張応力度差（②）

条件 / 解析ケース		寸法							環境・材料		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		基本	桁高	幅員	ｳｪﾌﾞ	下床	首下	既設	外気	ｾﾒﾝﾄ	収縮
引張応力度 (N/mm^2)	極値	1.22	1.48	1.38	1.30	1.50	1.25	0.64	1.25	1.54	1.19
	差	－	0.26	0.16	0.08	0.28	0.03	緩和	0.03	0.32	緩和
組合せパターン（ケース 11）			○	○	○	○	○		○	○	

引張応力度が増加傾向となる寸法・環境・材料条件のケース（2～6，8，9）を単純に加算すると、最大引張応力度は、

$\sigma_c = 1.22 + (0.26 + 0.16 + 0.08 + 0.28 + 0.03) + (0.03 + 0.32)$

$= 1.22 + 0.81 + 0.35 = 2.38 N/mm^2$

なお、単純加算ではなく、**表-3.4.19** の組合せパターン（ケース 11）のモデルで解析すると、**図-3.4.31** のように最小ひび割れ指数は I ＝1.35（打設後 8.0 日）、その時の引張応力度は $\sigma_c = 2.64 N/mm^2$ である。

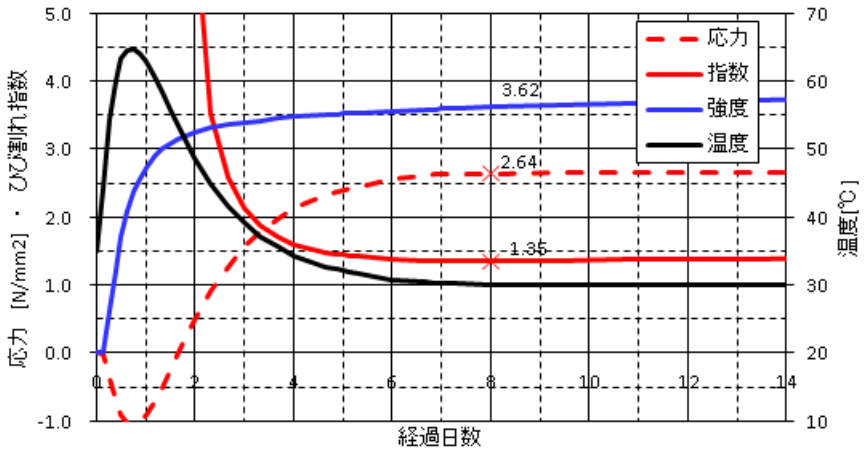


図-3.4.31　引張応力・ひび割れ指数と温度（ケース 11_②）

単純加算の場合と解析ケース 11 の結果を比較すると、両者には差があり、引張応力度の増加については単純加算の約 1.2 倍で、個々の要因が小さくても、複合することで影響が増大する可能性があることに注意が必要である。

引張応力度増加の比率（ケース 11／単純加算）

＝（2.64－1.22）／（2.38－1.22）＝1.42／1.16≒1.2

(3) 補強筋追加時の留意点

3.4.4と3.4.5で記したように、各着目部位に残留する引張応力度と鉄筋量は、**表-3.4.20**のとおりである。

表-3.4.20　引張応力度と鉄筋量

	引張応力度 (N/mm²)	鉄筋量
①中間床版下面（橋軸直角方向）	1.8 ～ 2.5	D19ctc125 程度
②張出床版下面（橋軸方向）	1.4 ～ 1.7	D22ctc125 程度
③中間床版上面（橋軸直角方向）	1.4 ～ 2.1	D19ctc125 程度
④上床版上面　（橋軸方向）	2.1 ～ 2.7	D22ctc125 程度

しかし、薄い部材に太径の鉄筋を配置すると、鉄筋拘束の影響でコンクリートに引張応力度が付加されることに留意が必要である。以下は、鉄筋拘束によって発生する引張応力度の試算結果である。

部材厚：300mm
鉄筋量：D22ctc125
クリープ・乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量：$\Delta\sigma$ ＝70N/mm² とする

単位幅 1.0m あたりの鉄筋拘束力は、

$N = E_s / E_p \times \Delta\sigma \times A_s$

＝2.1／2.0×70N/mm²×387.1mm²×16 本＝455,000N

鉄筋拘束力によって発生する引張応力度は、

σ_c＝455,000N／（300×1,000）＝1.5N/mm²

（4）中間支点部の張出床版先端ひび割れ

中間支点部の張出床版は、中間支点横桁がマスコンクリートで温度上昇量が大きく、張出床版が早く冷えることで、**図-3.4.32** に示すように橋軸直角方向にひび割れが発生しやすい。これについては、例えばクーリングによって中間支点横桁の温度上昇量を抑える対策が有効であると考えられる。

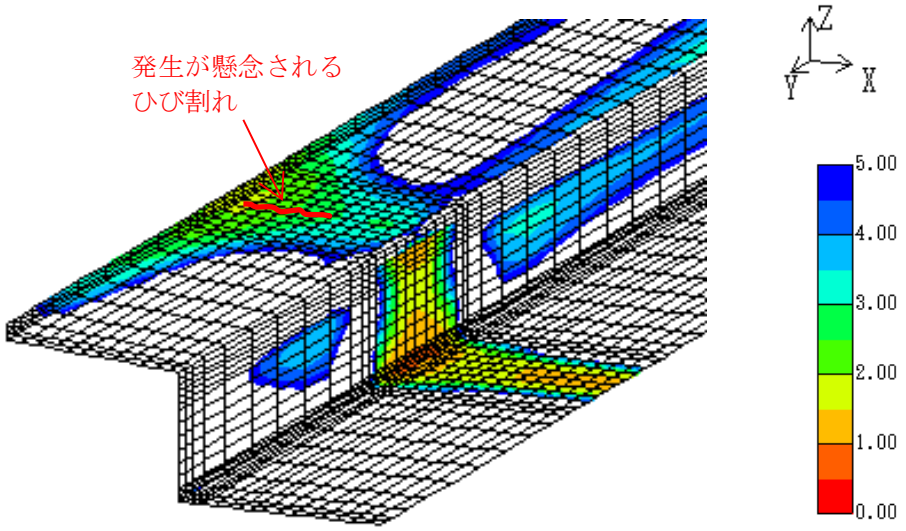


図-3.4.32　中間支点横桁部のひび割れ指数（ケース 1）

なお、クーリング以外にも温度上昇量を抑えてひび割れ低減を図る対策があり、以降の **3.5.8** で詳述する。

3.4.7 ひび割れの発生を低減する対策案

H24 年道路橋示方書[1)]では、Ⅲ編 20.6 解説（7）に「打継目付近には、スターラップあるいは配力鉄筋等を他の部位と比較して密に配置する等の処置」とあり、コンクリート道路橋設計便覧[3)]（日本道路協会 H6.2）10.3.14（2）では具体的に、

・補強範囲：打継ぎから 500mm
・鉄筋径　：D13 以上
・配筋間隔：100～150mm
・鉄筋量　：$A_s \geqq 0.2\%$

とある。

箱桁を構成する各部位について、ひび割れ指数と鉄筋量をまとめると、**表-3.4.21** のとおりである。橋軸方向ひび割れは、橋軸直角方向の引張応力によるもので、これは床版横締め PC 鋼材の緊張で解消される方向であるが、ひび割れ指数が最小になる時期が 3.7～5.1 日で横締め鋼材の緊張時期とほぼ同時期である。また、橋軸直角方向ひび割れは、橋軸方向の引張応力によるもので、これは主方向 PC 鋼材の緊張で解消される方向であるが、ひび割れ指数が最小になる時期が 5.3～7.3 日でこれも主鋼材の緊張時期とほぼ同時期である。

表-3.4.21　部位ごとのまとめ

部　位	ひび割れの方向	ひび割れ指数			鉄筋量
			最小値	時期　（日）	
中間床版	橋軸方向ひび割れ	①	1.3～1.9	3.7～4.9	D19ctc125 程度
		③	1.6～2.3	3.7～5.1	
張出床版	橋軸直角方向ひび割れ	②	2.0～2.8	7.0～7.3	D22ctc125 程度
上床版		④	1.3～1.6	5.3～7.0	

橋軸方向ひび割れ、橋軸直角方向ひび割れとも、新ブロックは硬化熱で一時的にコンクリート温度が上昇するが、その後の温度降下にともなって生じる収縮を旧ブロックが拘束する温度応力が主要因である。

そこで、ひび割れの発生を防止する対策としては、温度応力による引張応力を打ち消すために、床版横締め PC 鋼材や主方向 PC 鋼材を早い時期に緊張することが効果的である。ひび割れ指数が 1.5 の場合、引張強度の２／３の引張応力が発生することを意味するが、その他の要因で引張強度の１／３の引張応力が発生すると、ひび割れが発生することになる。緊張時期が不明確な場合には、一次的ではあるが引張応力度が発生し、さらにその他の不確定要素が複合するとひび割れが発生する可能性があるので、

・中間床版の橋軸直角方向 ‥‥ 打継目から 1.5m 区間に D19ctc125 程度
・張出・上床版の橋軸方向 ‥‥ ウェブ近傍 3.0m 区間に D22ctc125 程度

を配置しておくことが有効と考えられる。

補強筋配置要領のイメージを、**図-3.4.33** に示す。

従来基準の場合よりも、補強範囲が広く、鉄筋量も多くなる傾向である。なお、従来は、１リフトと２リフトの打継目位置を施工段階で決めることが多かったので、設計段階で２リフトの打継ぎ部に補強鉄筋を追加する事例は多くなかったと推察されるが、設計段階で打継目位置を想定して補強鉄筋を配置しておくことが有効と考えられる。

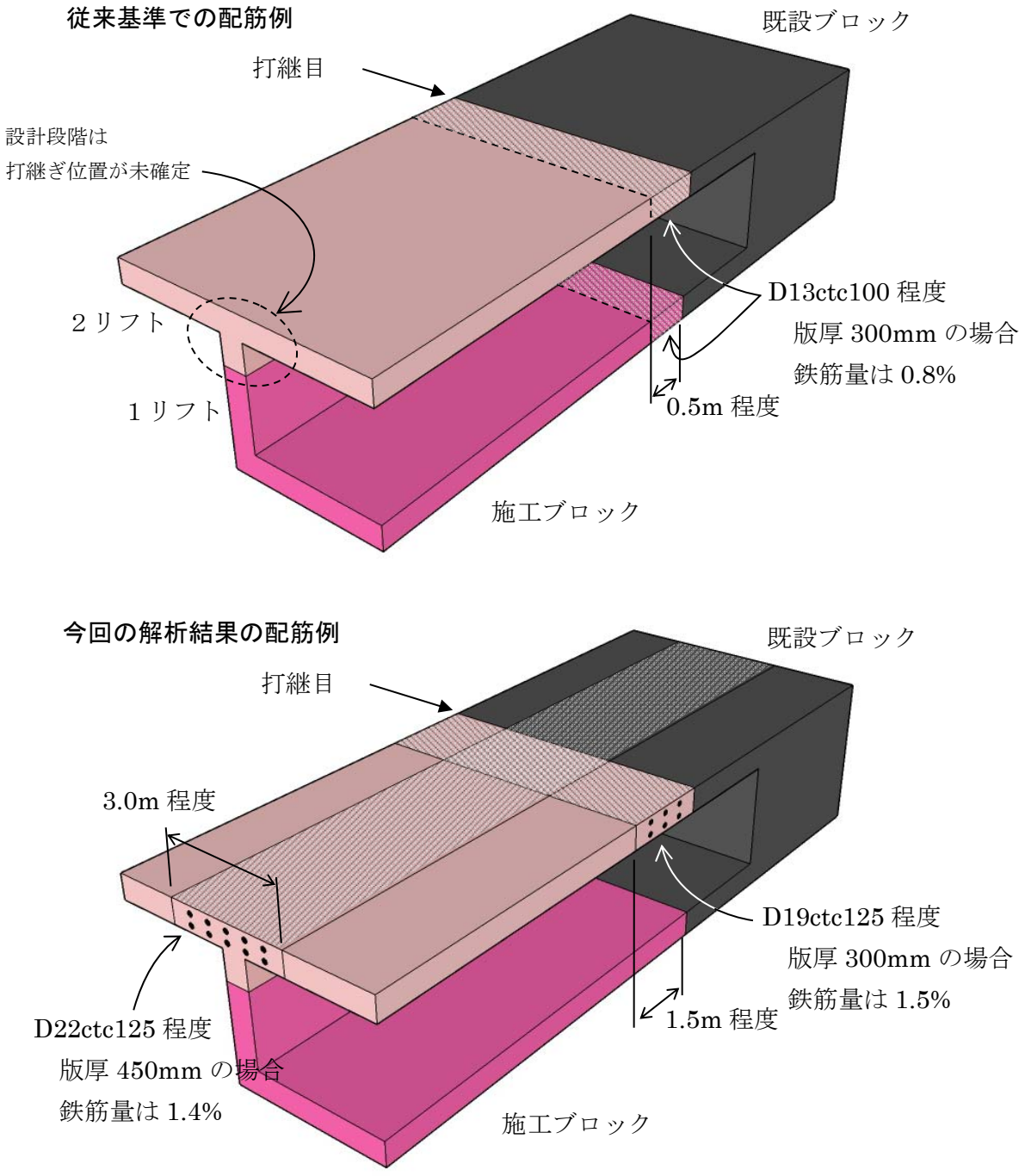


図-3.4.33　補強筋配置要領のイメージ

【3.4 の参考文献】

1) 道路橋示方書・同解説　平成 24 年 3 月,社団法人日本道路協会，2012
2) マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016,社団法人日本コンクリート工学会,2016
3) コンクリート道路橋設計便覧 平成 6 年 2 月,社団法人日本道路協会，1994
4) 2012 年制定　コンクリート標準示方書[設計編],公益社団法人土木学会，2012

3.5 分割施工における新旧打継目のひび割れ

3.5.1 検討目的

張出架設のブロック施工や場所打ち中空床版橋の分割施工など、主桁を分割して施工する場合、打設したコンクリートが既設のコンクリートに拘束されることで、外部拘束ひび割れが発生するおそれがある。

どのような条件でひび割れが発生しやすいのか 3 次元 FEM 解析で分析するとともに、ひび割れ抑制のための対策を検討する。

〈目的〉

新旧打継目に発生する初期ひび割れについて、パラメータ解析による分析を行い、対策案を示す。

〈対象とするひび割れ〉

31 種類のひび割れパターンのうち、新旧打継目に発生するひび割れパターン【13】を対象とする（**図-3.5.1** 参照）。なお、点検調書の調査結果、初回点検でひび割れパターン【13】が報告された橋梁は 12 橋あり、ポステン箱桁橋が 8 橋、ポステン中空床版橋が 4 橋であった。

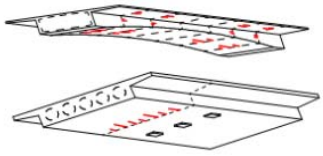
【13】	PC主桁 打ち継ぎ部	[23] 打ち継ぎ部付近の主桁下面縦方向ひびわれ	

図-3.5.1　ひび割れパターン 13（分割施工における新旧打継ぎ目に発生するひび割れ）

3.5.2 検討概要

外部拘束ひび割れは、様々な要因からひび割れの発生リスクが異なる。張出架設を行う箱桁橋を対象（**図-3.5.2** 参照）としたパラメータ解析を行い、ひび割れが生じやすいケースを確認する。

パラメータ解析は、①環境条件（温度、温度変化）、②材料条件（材料物性値）、③施工条件（使用型枠、養生条件など）、④構造条件（部材寸法など）に着目する（**表-3.5.1**、**表-3.5.2**）。

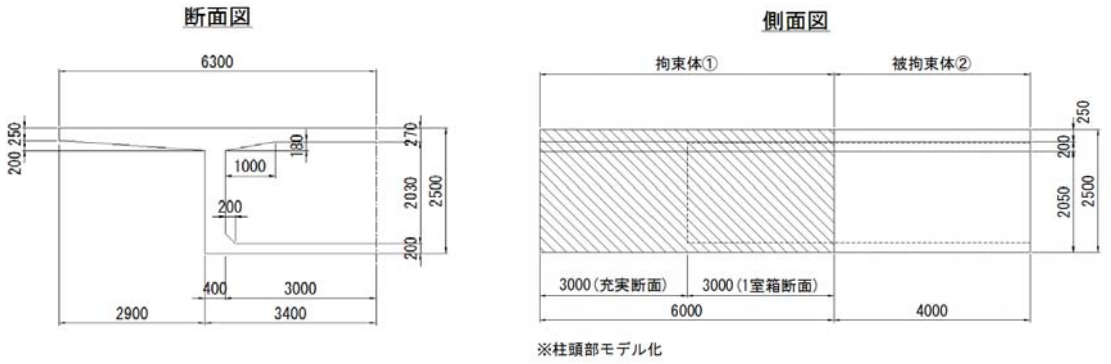


図-3.5.2　基本モデル概要図

表-3.5.1　パラメータ解析の条件設定

条件	解析パラメータ	パラメータ条件例		
a)環境	1)外気温	a-1-1 ： 夏期(30℃)	a-1-2 ： 一定(15℃)	a-1-3 ： 冬期(5℃)
b)材料	1)配合(40N/mm² 早強) セメント量 水セメント比	b-1-1 ： タイプ A 多い(400kg/m³) 小さい(40%)	b-1-2 ： タイプ B 少ない(350kg/m³) 大きい(43%)	
c)施工	1)養生期間(日数)	c-1-1 ： 標準(3 日間)	c-1-2 ： 長い(10 日間)	
	2)養生方法(熱伝達率)	c-2-1 ： 養生マット (5W/m²℃)		
	3)型枠(熱伝達率)	c-3-1 ： 合板 (8W/m²℃)	c-3-2 ： メタル (14W/m²℃)	
d)構造	1)拘束体の剛性(部位)	d-0 ： 片面-高い (1BL)	d-1-1 ： 片面-低い (先端 BL)	d-1-2 ： 両面 (中央閉合 BL)
	2)桁高	d-0 ： 低(H:2.5m)	d-2 ： 高(H:6m)	
	3)幅員	d-0 ： 大(W:12.6m)	d-3 ： 小(W:7.6m)	
	4)ウェブ厚	d-0 ： 小(Wt:0.4m)	d-4 ： 大(Wt:0.6m)	
	5)下床版厚	d-0 ： 小(LSt:0.2m)	d-5 ： 大(LSt:0.5m)	
	6)ブロック長	d-0 ： 大(L:4m)	d-6 ： 小(L:2m)	

※着色は基本モデルの条件であることを示す。

表-3.5.2　構造条件の各モデル概要

着目部位	基本モデル (d-0)	モデル 1 (d-1-1) (d-1-2)	モデル 2 (d-2)	モデル 3 (d-3)	モデル 4 (d-4)	モデル 5 (d-5)	モデル 6 (d-6)
拘束体の剛性	柱頭部 (第1BL モデル)	張出先端 閉合部	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)	柱頭部 (第1BL モデル)
桁高	2.5m	2.5m	6m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m
幅員	12.6m	12.6m	12.6m	7.6m	12.6m	12.6m	12.6m
ウェブ厚	0.4m	0.4m	0.4m	0.4m	0.6m	0.4m	0.4m
下床版厚	0.2m	0.2m	0.2m	0.2m	0.20m	0.50m	0.2m
ブロック長	4m	4m	4m	4m	4m	4m	2m

※着色は基本モデルと同一条件であることを示す。

3.5.3 解析条件

(1) 解析モデル

基本となるモデルは、橋軸方向に 12m の柱頭部に 4m の第 1 ブロックを打継ぐ施工を想定して、桁高 2.5m、幅員 12.6m、ウェブ厚 400mm および下床版厚 200mm の 3 次元モデルとした。

解析モデルは橋軸方向の構造中心および橋軸直角方向の柱頭部の中心断面でそれぞれ 2 分割した 1/4 モデルとし、メッシュは、上下床版とウェブの厚さを 4 分割した(**図-3.5.3**)。

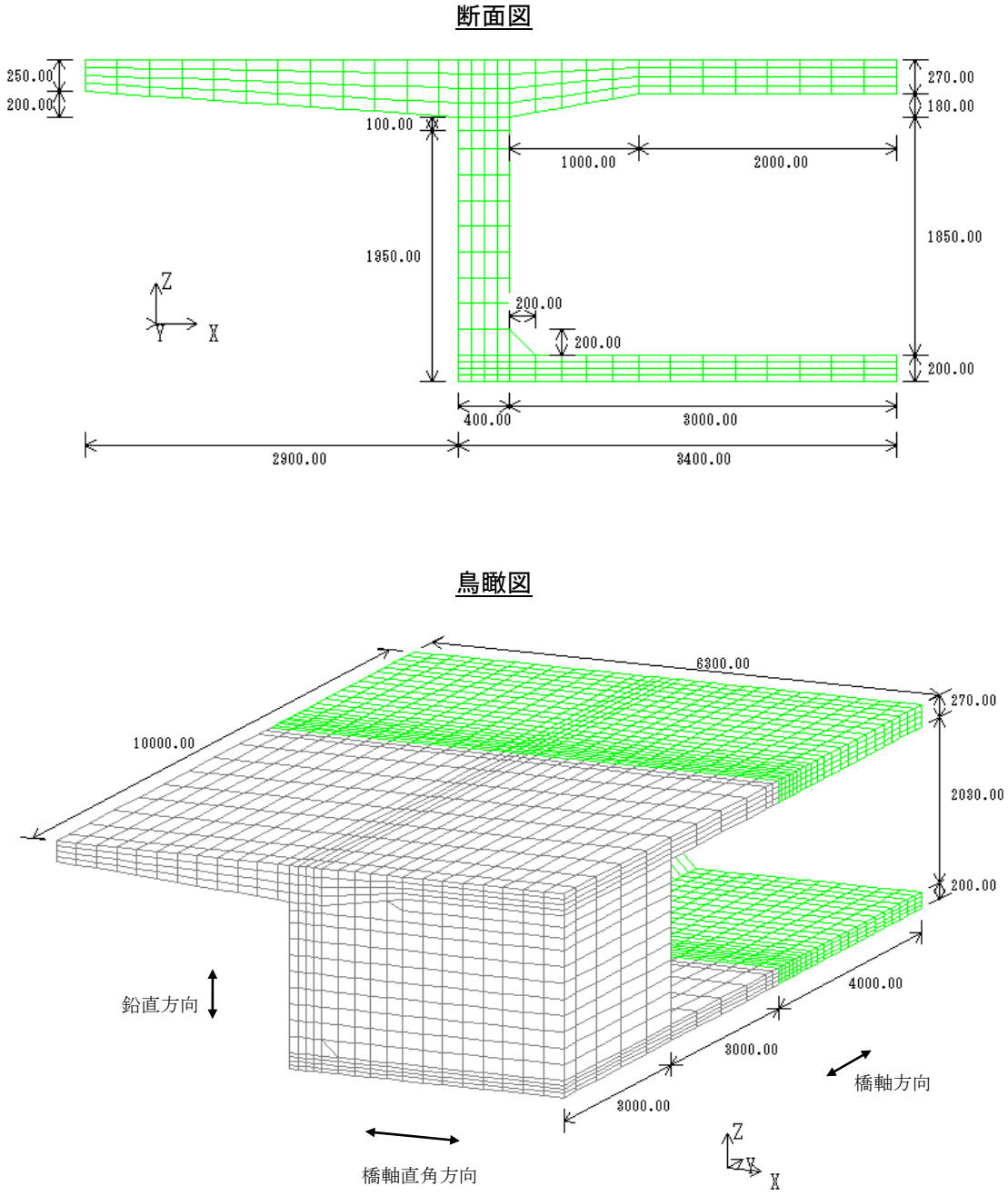


図-3.5.3　基本モデルの解析モデル概要図

(2) 拘束条件と熱伝達境界

拘束条件と熱伝達境界の設定は、下記の通りとする。

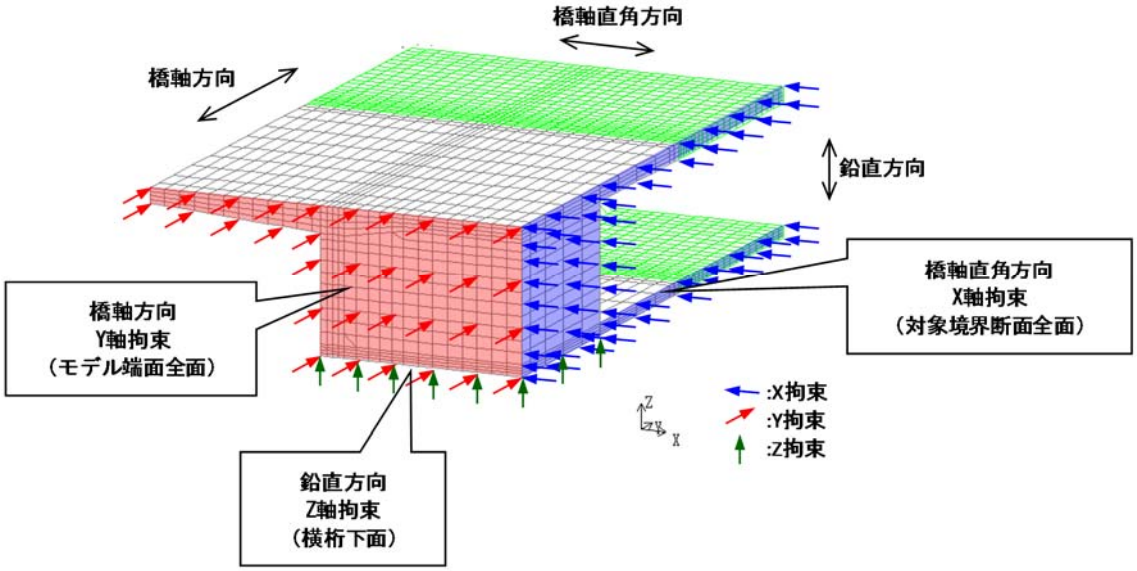


図-3.5.4　拘束条件

表-3.5.3　熱伝達境界

部位	型枠所別	熱伝達率	養生期間	
上床版上面	マット+散水	5W/m²℃	3 日間	10 日間
下床版上面	マット+散水	5W/m²℃	3 日間	10 日間
小口枠	木枠	8W/m²℃	1 日間	
張出床版側枠	木枠	8W/m²℃	1 日間	
外枠（箱外）	木枠	8W/m²℃	3 日間	
	メタル枠	14W/m²℃		
内枠（箱内）	木枠	8W/m²℃	3 日間	
	メタル枠	14W/m²℃		
底　枠	木枠	8W/m²℃	3 日間	
	メタル枠	14W/m²℃		

(3) 材料条件

コンクリートの材料条件は、コンクリート標準示方書 2012[設計編][1] にならった設定を行う。ただし、収縮ひずみの設定は、土木学会の乾燥収縮式をもとに 2 年間で 200 μ の収縮を想定する。

(4) 拘束体の剛性

拘束体の剛性をパラメータとするときの概要図を**図-3.5.5** に示す。なお、拘束体の剛性に関する解析は、施工箇所の違いを想定したものであるため、拘束体と被拘束体の材齢差も実際の施工を見込んで設定している。材齢差は、第 1BL モデル（d-0）を 1 ヶ月、張出先端モデル（d-1-1）を 2 週間、中央閉合モデル（d-1-2）を 2 ヶ月とした。

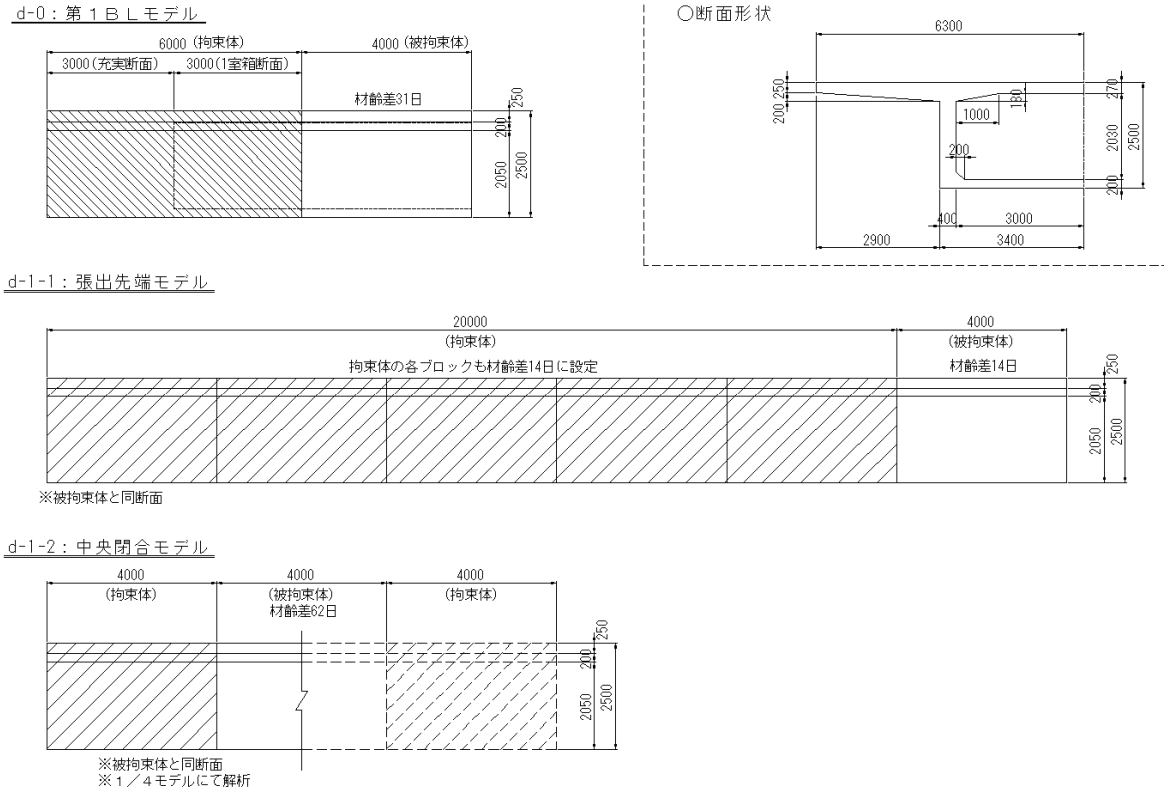


図-3.5.5　拘束体の剛性に関するモデル概要図

(5) パラメータ解析の範囲

張出し架設を行う場合の箱桁橋の標準的な断面形状と今回のパラメータ解析で設定した寸法を**表-3.5.4** に示す。橋梁の規模は支間長約 90m を想定した。支点部の下床版厚が薄い設定となるが、その他の寸法は箱桁断面をほぼ包括した設定としている。

表-3.5.4　パラメータ解析で想定した構造物の範囲

		桁高	ウェブ厚	下床版厚
標準断面	支点部	1/15 （スパン比）	600mm	L/200～L/75
	支間中央部	1/35 （スパン比）	400mm	150mm～300mm
パラメータ解析の設定値	最大値	6.0m	600mm	500mm
	最小値	2.5m	400mm	200mm

3.5.4 基本ケースの解析

(1) 最高到達温度

基本ケースの解析を行った結果、打継ぎ位置から橋軸方向に約 3.0m 付近の上床版とウェブの接合部でコンクリート温度が最高となり、打設後約 1 日で約 62℃に達する結果となった。**図-3.5.6** にコンクリートの経験値最高温度の全体図、および、最高到達温度となる個所の温度履歴を示す。

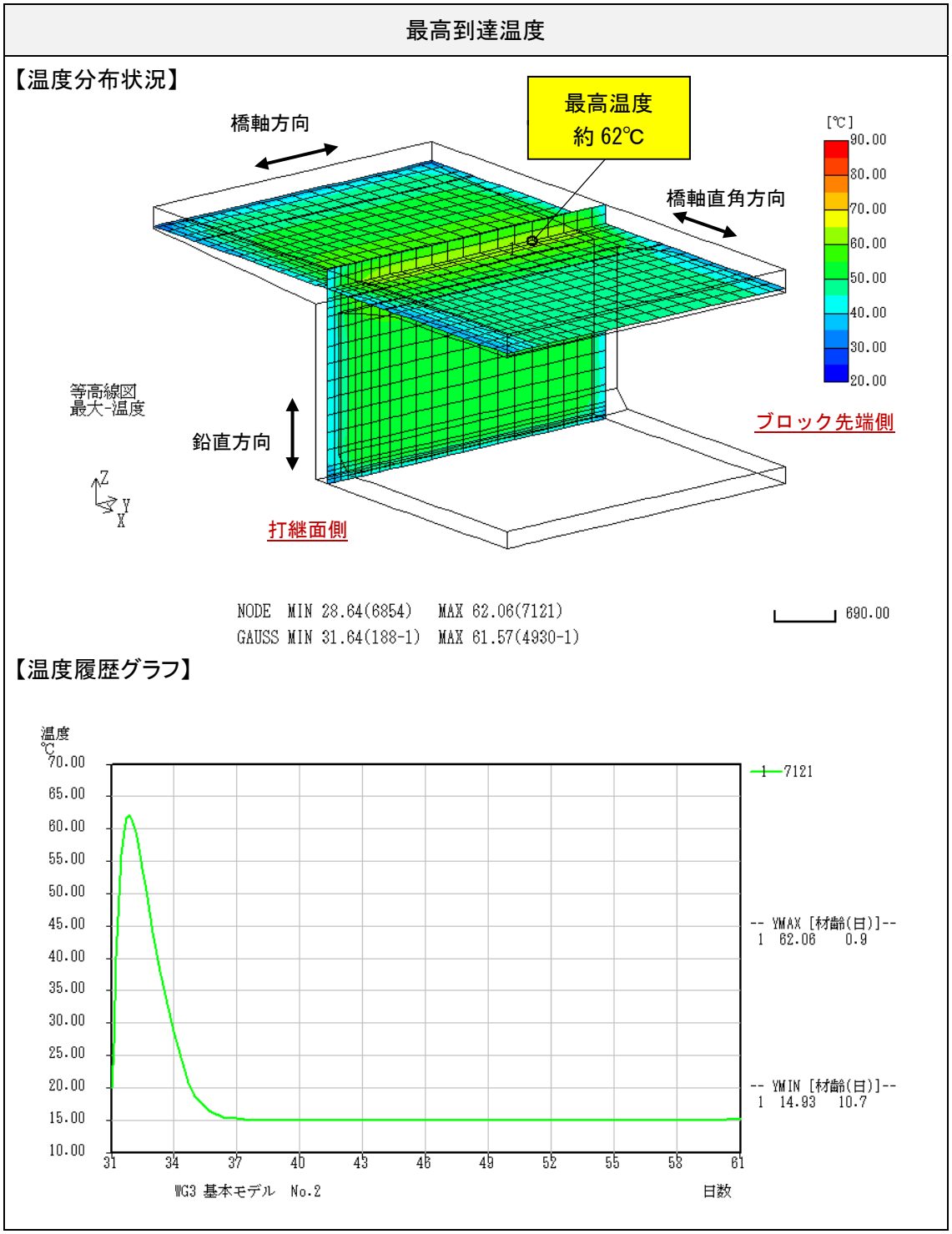


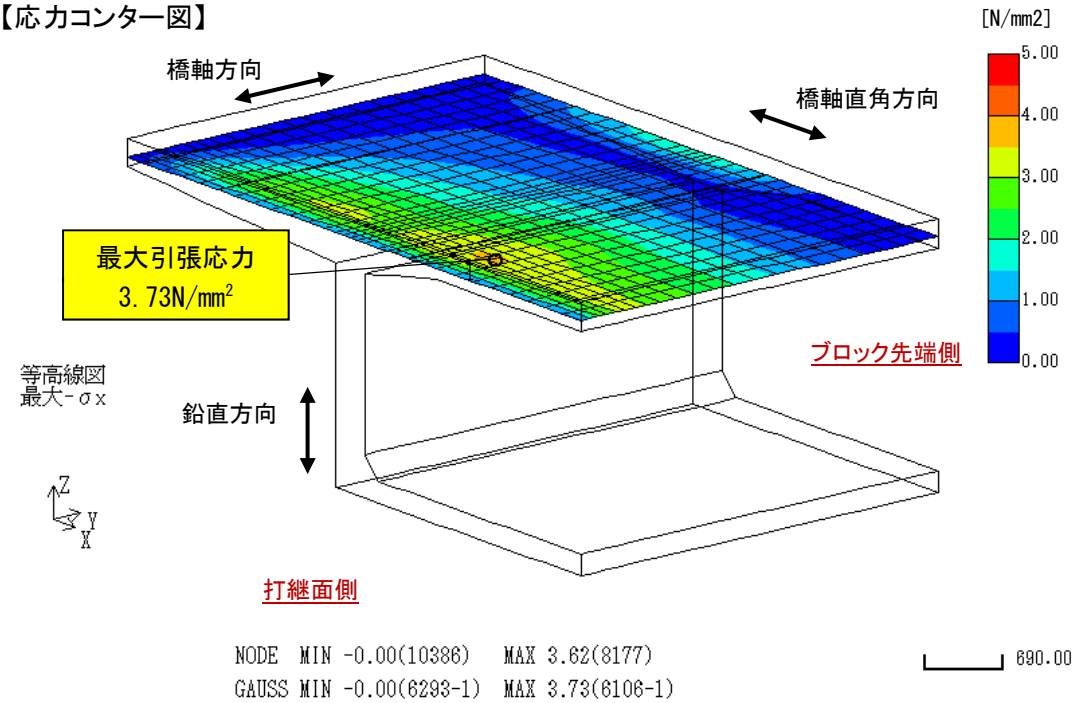
図-3.5.6　最高到達温度の位置と温度履歴

(2) 箱桁の各部位に発生する引張応力度

箱桁断面の上床版、ウェブ、下床版のそれぞれについて、既設コンクリートに拘束されることにより発生する引張応力度に着目する。拘束を受ける方向に発生する引張応力度を取りまとめた結果を図-3.5.7、図-3.5.8 および図-3.5.9 に示す。

上床版の発生引張応力度(橋軸直角方向)

【応力コンター図】



【発生引張応力度の履歴グラフ】

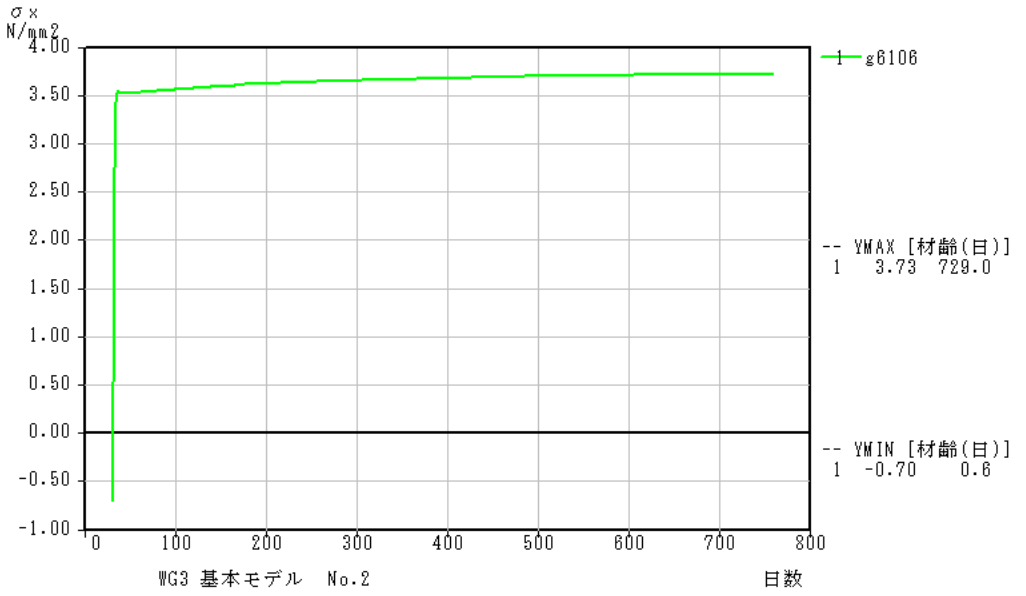
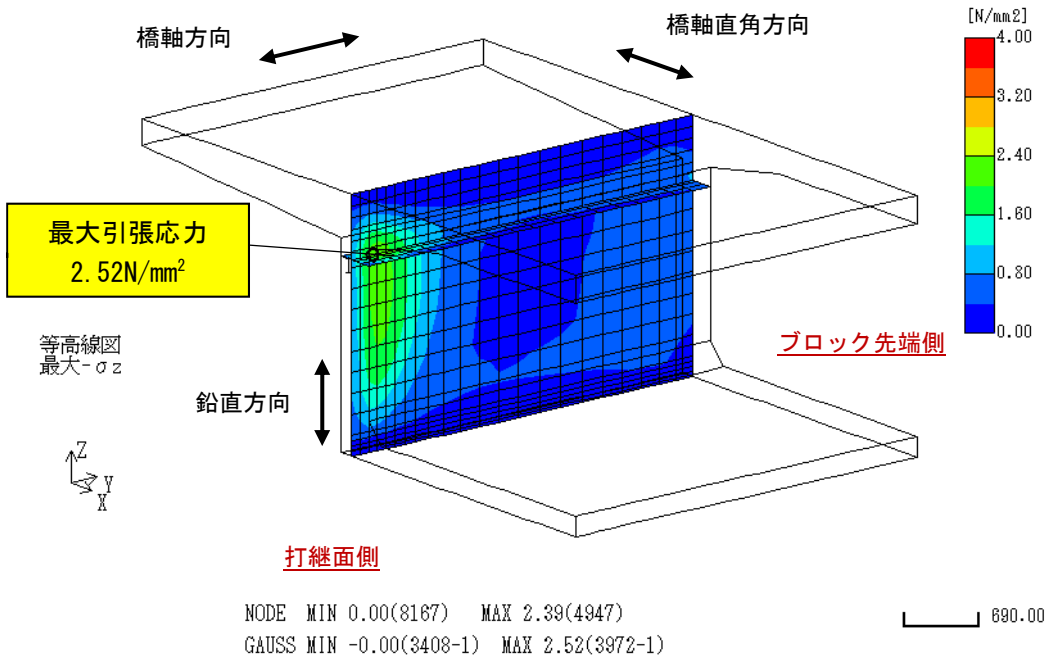


図-3.5.7 上床版に発生する引張応力度とその履歴

ウェブの発生引張応力度(鉛直方向)

【応力コンター図】



【発生引張応力度の履歴グラフ】

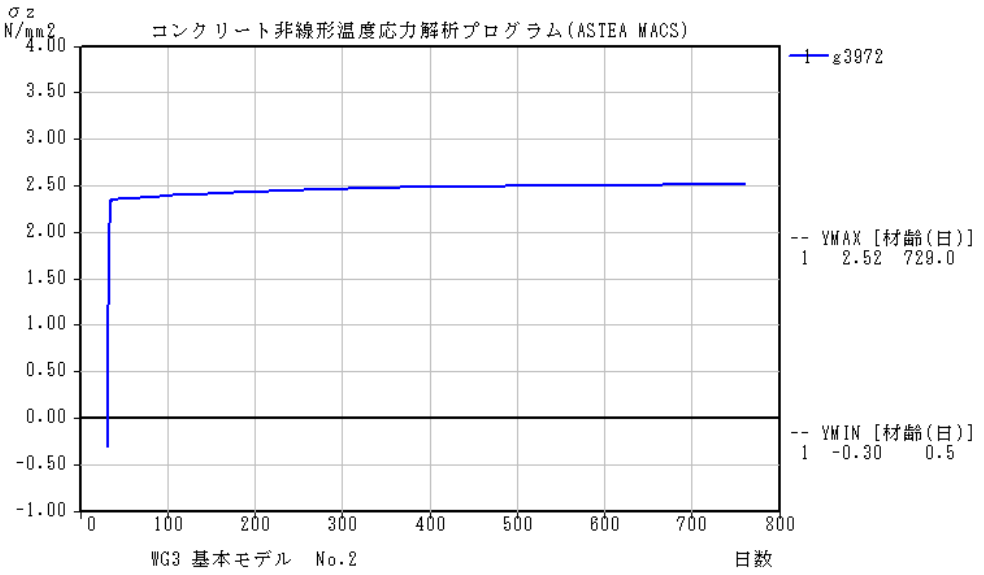
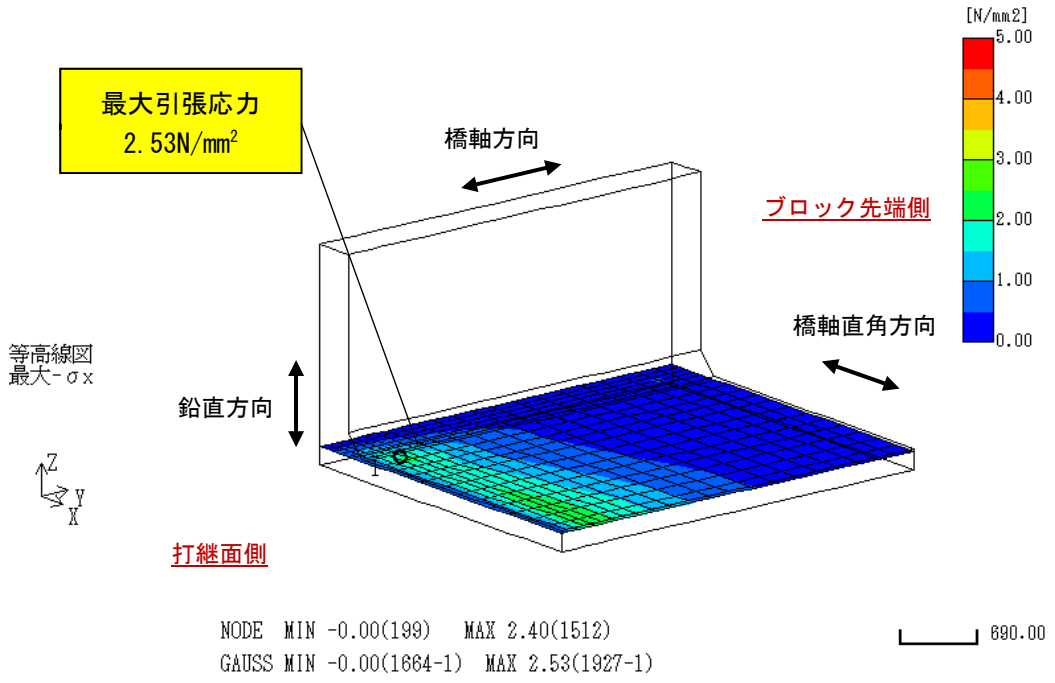


図-3.5.8　ウェブに発生する引張応力度とその履歴

下床版の発生引張応力度（橋軸直角方向）

【応力コンター図】



【発生引張応力度の履歴グラフ】

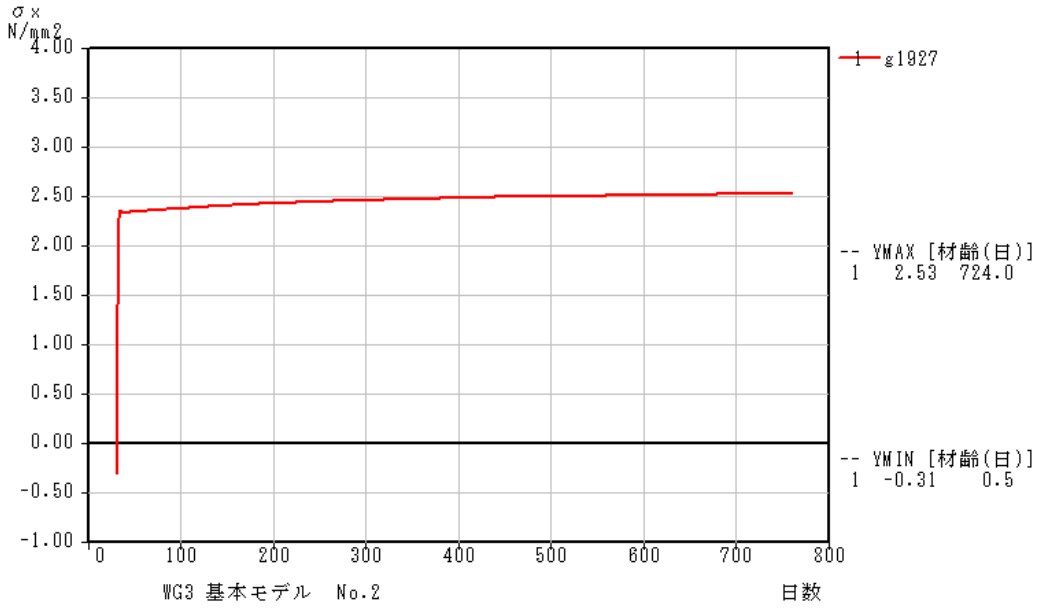


図-3.5.9　下床版に発生する引張応力度とその履歴

3.5.5 パラメータ解析

(1) 断面寸法に着目したパラメータ解析

1) 概要

断面寸法に着目したパラメータ解析、基本モデルの各種寸法を一項目ずつ変更して実施する。モデル 2 からモデル 6 について、基本モデルからの変更点を**図-3.5.10** に示す。なお、構造寸法以外の条件（環境・材料・施工）は基本モデルと同一とする。

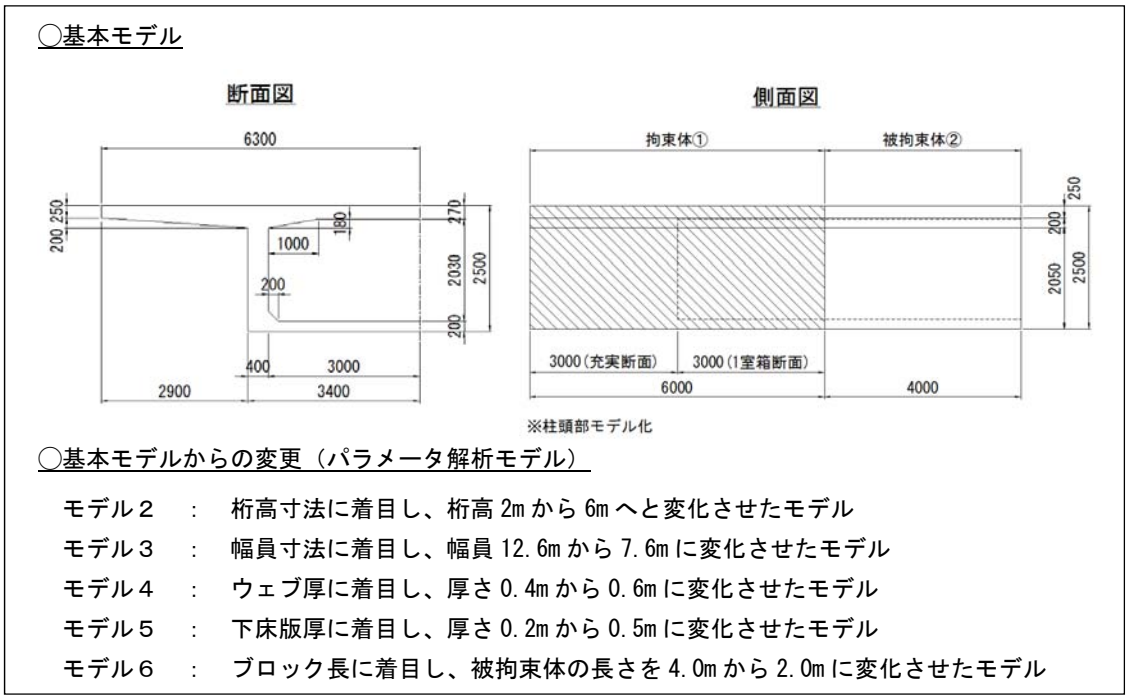


図-3.5.10　断面寸法に着目したモデルの寸法概要図

2) コンクリートの経験値最大温度

今回の検討では、構造寸法がコンクリート温度に及ぼす影響が小さい結果となった。経験値最大温度の比較を**表-3.5.5** に示す。

表-3.5.5　断面寸法に着目したモデルの寸法概要図

モデル No	基本モデル からの変更箇所	経験最大温度	
		位置 （L は接合部からの距離）	温度(℃)
基本モデル	-	上床版とウェブ接合　L=2.950m	62
モデル 2	桁高　2.5m→6.0m	上床版とウェブ接合　L=2.950m	62
モデル 3	幅員　12.6m→7.6m	上床版とウェブ接合　L=2.950m	62
モデル 4	ウェブ厚　0.4m→0.6m	上床版とウェブ接合　L=2.700m	67
モデル 5	下床版厚　0.2m→0.5m	上床版とウェブ接合　L=2.950m	62
モデル 6	ブロック長　4.0m→2.0m	上床版とウェブ接合　L=0.925m	62

【結果の概要】

・コンクリート温度が最大となる点は、上床版とウェブの接合部となり、被拘束体先端から約 1.0m 付近となった。上床版は、下床版よりも部材厚が厚いため内部温度が上昇しやすく、かつ、張り出し床版があることで熱が逃げにくいことが影響したと考えられる。

・ウェブ厚の寸法は、着目点（経験値最大温度計測位置）に直接影響をおよぼすため、モデル 4 のウェブ厚を 0.6m としたケースで最も温度が高くなった。経験値最大温度は 67℃であった。

・モデル 4 以外のケースは、経験値最大温度が 62℃と同一の値となった。桁高、幅員、下床版厚およびブロック長は、着目点となる上床版とウェブの接合部に直接影響をおよぼす寸法ではないため影響が出なかった。

3）上床版、ウェブ、下床版に発生する引張応力度

発生引張応力度が大きくなる部位は、下床版が厚くなるケース（モデル 5）を除いて、上床版となった。

各部位に発生する引張応力度の比較を**表-3.5.6** に示す。

表-3.5.6　発生引張応力度の比較（断面寸法着目）

モデル No	基本モデルからの変更箇所	発生引張応力度					
		上床版（σx）		ウエブ（σz）		下床版（σx）	
		値 (N/mm^2)	比率	値 (N/mm^2)	比率	値 (N/mm^2)	比率
基本モデル	－	3.73	－	2.52	－	2.53	－
モデル 2	桁高　2.5m→6.0m	3.48	0.93	3.24	1.29	2.36	0.93
モデル 3	幅員　12.6m→7.6m	3.26	0.87	2.47	0.98	2.40	0.95
モデル 4	ウェブ厚　0.4m→0.6m	3.78	1.01	2.96	1.17	3.05	1.21
モデル 5	下床版厚　0.2m→0.5m	3.62	0.97	2.73	1.08	3.98	1.57
モデル 6	ブロック長　4.0m→2.0m	3.94	1.06	2.56	1.02	2.53	1.00

注）赤色で示した文字　：　各ケースで最大となった部位

青色で示した文字　：　着目部位毎で最も大きな値となった検討モデル

【結果の概要】

・部位ごとに着目した場合、最大引張応力度は、上床版 3.94N/mm²、ウェブ 3.24N/mm²、下床版 3.98N/mm² であった。下床版が最も大きい値となったケース 5 は、下床版厚を 500mm としているため下床版の経験値温度が最大温度とほぼ同等となり、かつ既設ブロックの拘束度も大きい。そのため、最も大きい引張応力度が発生したと考えられる。

・上床版に着目するとブロック長を 1/2 に短くしたモデル 6 で最も大きな引張応力度になり、基本モデルより 6%程度大きい値となった。部材長が短くなることから、部材内部の温度勾配が急になることが原因であると考えられる。
・断面形状の違いから上床版に発生する引張応力度を比較するとウェブ厚を厚くしたモデル 4 で値が大きくなったものの基本モデルと比較して 1%程度の違いであった。その他のモデルは、基本モデルよりも小さい値となり、幅員を狭くしたモデル 3 で 10%以上の差が生じた。着目点の拘束度が大きいほど、拘束される部材長が長くなるほど、応力度に影響が生じる。
・ウェブに着目すると桁高の影響が最も大きく、基本モデルより引張応力度が約 30%増加した。また、ウェブ厚を厚くすると 17%、下床版厚を厚くすると 8%、引張応力度が大きくなった。一方、幅員を小さくすると応力度が 2%小さくなった。拘束される部材長の影響が大きく、部材寸法が厚くなることで経験温度が高くなったり、拘束度が大きくなったりすることが結果に影響をおよぼしたと考えられる。
・下床版に着目すると下床版厚の影響が最も大きく、基本モデルより引張応力度が 60%程度大きくなった。また、ウェブ厚を厚くすると 20%程度大きくなった。桁高と幅員の影響は約 5%と小さい変化であった。着目点の経験値最高温度と拘束度が影響したと考えられる。

(2) 環境・材料・施工の条件の違いに着目したパラメータ解析

1) 概要

実施工における諸条件のばらつきを考慮して、外気温（5℃、15℃、30℃）、セメント量（400kg/m³、350kg/m³）、養生期間（3 日間、10 日間）、型枠材（木枠、メタル枠）と解析条件を変化させる。基本モデルとの比較を**表-3.5.7** に示す。

条件を 1 項目ずつ変更して各条件の影響度を把握したのち、発生応力度が最も大きくなると考えられる条件の組合せ（最大ケース）と最も小さくなると考えられる条件の組合せ（最小ケース）の解析を実施する。

表-3.5.7　環境・材料・施工の条件の比較

条件			基本モデルの条件	比較条件
a)環境条件	外気温		15℃	5℃、30℃
b)材料条件	配合	セメント量	400kg/m³	350kg/m³
		水セメント比	40%	43%
c)施工条件	養生期間		3 日間	10 日間
	型枠(熱伝達率)		合板(8W/m²℃)	メタル(14W/m²℃)

2）コンクリートの経験値最大温度

気温とセメント量の項目は、コンクリートの経験値最大温度に大きく影響を及ぼした（表-3.5.8）。

表-3.5.8　経験値最大温度の比較（環境・材料・施工の条件着目）

条件		経験最大温度	
		位置 （L は接合部からの距離）	温度(℃)
a)環境条件	d-0 a-1-1 温度 30	上床版とウェブ接合 L=3.175m	82
	d-0 a-1-2 温度 15	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 a-1-3 温度 5	上床版とウェブ接合 L=2.700m	46
b)材料条件	d-0 b-1-1 セメント 400	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 b-1-2 セメント 350	上床版とウェブ接合 L=2.950m	57
c)施工条件①	d-0 c-1-1 養生 3 日	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 c-1-2 養生 10 日	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
c)施工条件②	d-0 c-3-1 木枠	上床版とウェブ接合 L=2.950m	62
	d-0 c-3-2 メタル	上床版とウェブ接合 L=3.175m	60

【結果の概要】

- コンクリート温度が最大となる位置は上床版とウェブの接合部となり、打継目位置から橋軸方向 3m 付近であった。
- コンクリート温度が最も高くなったのは、外気温を 30℃としたケースであり、経験値最大温度は 82℃であった。外気温が高くなるほどコンクリートの初期温度が高くなることが影響した。
- 外気温を 5℃から 30℃で変化させるとコンクリートの経験値最大温度は 46℃から 82℃で変化した。外気温に応じてコンクリート初期温度が変化する影響が大きい。
- セメント量を 50kg/m^3 増加させるとコンクリート温度は 5℃上昇した。セメント量の増加に伴いコンクリート温度が上昇する傾向が結果に表れた。
- 施工条件は大きく影響しない結果となった。最大温度を経験するのは打設後 1 日程度であるため養生期間の影響を受けない。また、型枠の違いは材質の違いによる熱伝達率の差で評価されるが影響は小さかった。

3）上床版に発生する引張応力度

基本モデルで最も発生引張応力度が大きくなった中間床版の床版厚変化点付近に着目して、各ケースの発生引張応力度を比較する。比較結果を表-3.5.9 に示す。

基本モデルで設定した条件をグレーの着色で示し、比率の項目で示される値の基本値としている。また、環境条件、材料条件、施工条件毎に発生する引張応力度が大きくなる条件を「●」、小さくなる条件を「○」で示した。最も大きい引張応力度は 4.21N/mm²、最も小さい値は 2.99N/mm² であり、その差は約 1.2N/mm² であった。両値ともに環境条件の温度を変化させたケースであった。

表-3.5.9 発生引張応力度の比較と組合せ条件の抽出

条件		発生引張応力度 上床版（αx）		引張応力が大きくなる条件	引張応力が小さくなる条件
		値（N/mm²）	比率		
a）環境条件	d-0 a-1-1 温度 30	4.21	1.13	●	
	d-0 a-1-2 温度 15	3.73	1.00		
	d-0 a-1-3 温度 5	2.99	0.80		○
b）材料条件	d-0 b-1-1 セメント 400	3.73	1.00	●	
	d-0 b-1-2 セメント 350	3.13	0.84		○
c）施工条件①	d-0 c-1-1 養生 3 日	3.73	1.00	-	-
	d-0 c-1-2 養生 10 日	3.73	1.00		
c）施工条件②	d-0 c-3-1 木枠	3.73	1.00	●	
	d-0 c-3-2 メタル	3.43	0.92		○

注）赤色で示した文字 ： 最大置を示した条件

青色で示した文字 ： 最小値を示した条件

【結果の概要】

- 引張応力度が最も大きくなったのは、基本モデルの条件から気温を 30℃に設定したケースであった。その時の引張応力度は、4.21N/mm² と基本ケースよりも 10%以上大きくなった。発生引張応力度は、コンクリートの経験値最高温度に大きく影響を受けたと考えられる。
- 一方、引張応力度が最も小さくなったのは、基本モデルの条件から気温を 5℃に設定したケースであった。その時の引張応力度は、2.99N/mm² と基本ケースよりも 20%小さくなった。経験値最高温度が低いほど発生引張応力度も小さくなると考えられる。
- 施工条件は、経験値最高温度に差がないため、発生応力度も変わらない結果となった。
- 気温が高く、セメント量が多く、木製型枠を用いた条件で発生引張応力度が大きくなり、経験値最高温度の結果と一致する傾向がみられた。

(3) 環境・材料・施工条件の組合せ

1) 概要

表-3.5.9 で抽出した「引張応力が大きくなる条件」、および「引張応力が小さくなる条件」を組合せた条件で解析を実施する。条件の組合せを**表-3.5.10** に示す。養生期間は、実施工に近い 3 日間で統一した。

発生引張応力度が最も大きくなると考えられる条件の組み合わせは、基本モデルの気温を 15℃から 30℃に変更したケース（d-0 a-1-1）と同条件である。一方、引張応力度が最も小さくなる条件の組み合わせは、実施したパラメータ解析と一致するものがないため、あらためて解析を行った。

表-3.5.10　組合せケースの環境・材料・施工の条件

	a)環境条件	b)材料条件	c)施工条件①	c)施工条件②
●引張応力最大組合ケース	温度 30℃	セメント 400kg/m^3 W/C=40%	養生:3 日間	型枠:木枠
○引張応力最小組合ケース	温度 5℃	セメント 350kg/m^3 W/C=43%	養生:3 日間	型枠:メタル枠

2) 比較検討結果

結果を**図-3.5.11**、および**表-3.5.11** に示す。

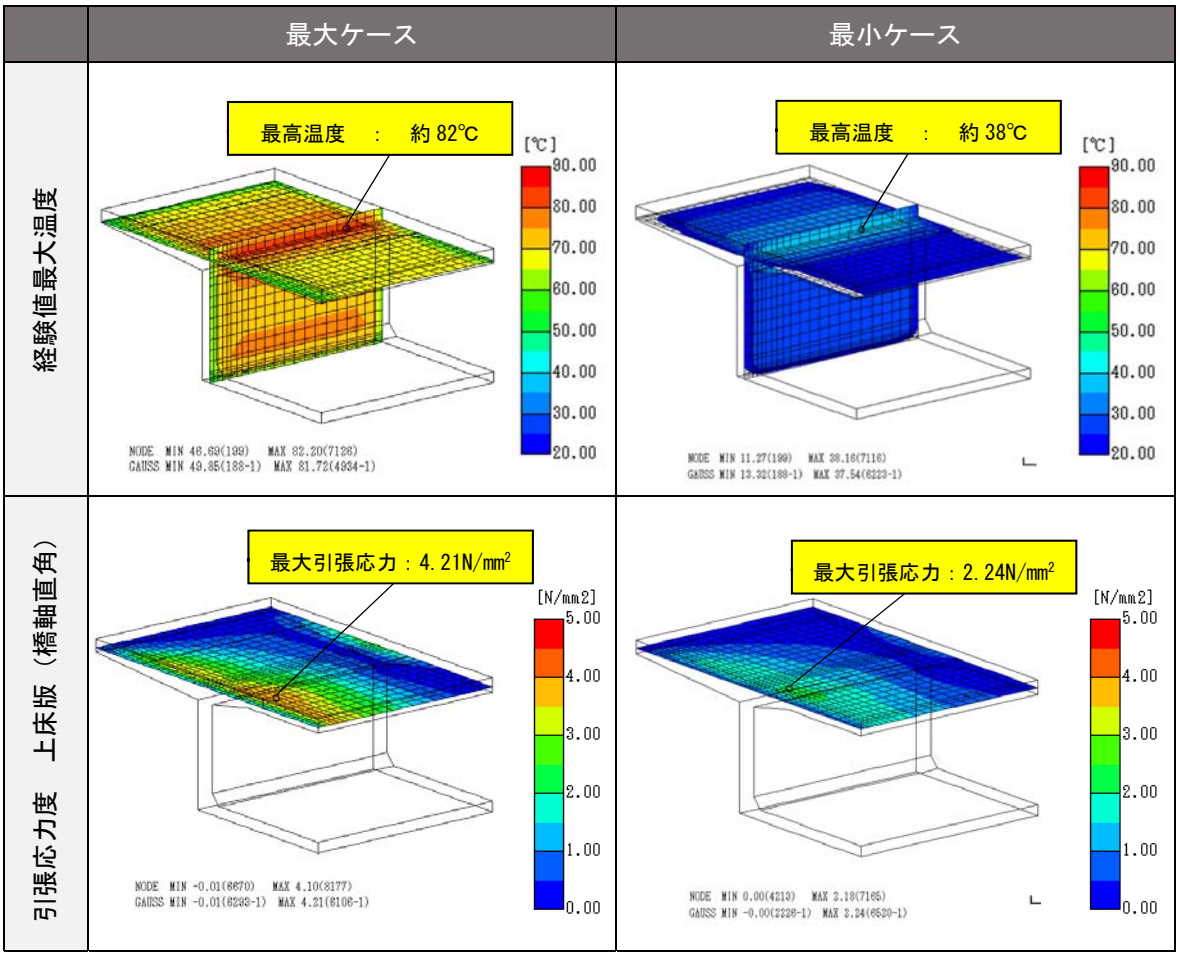


図-3.5.11　組合せケースの解析結果コンター図

表-3.5.11　組合せケースの解析結果の比較

組合せケース	経験最大温度		発生引張応力度 上床版（σx）	
	位置 （L は接合部からの距離）	温度（℃）	値（N/mm²）	比率
●引張応力 最大	上床版とウェブ接合 L=3.050m	82	4.21	1.00
○引張応力 最小	上床版とウェブ接合 L=2.700m	38	2.24	0.53

【結果の概要】

・環境、材料、施工のそれぞれの条件は、発生引張応力度が小さくなる組合せと経験値最大温度が低くなる組合せが一致することから、引張応力最小組合ケースは、コンクリートの経験値最大温度が 38℃と非常に低い値となった。

・発生引張応力度は**表-3.5.9** に示した最小値の 2.99N/mm² よりもさらに小さく 2.24N/mm² となり、引張応力最大組合せケースの 4.21N/mm² と比較すると約半分程度の引張応力度になった。発生引張応力度は経験値最高温度と相関関係にある傾向がみられた。

（4）拘束体の剛性に着目したパラメータ解析

1）概要

張出し架設は、施工ステップに応じて、拘束体と被拘束体が逐次変化していく。そこで、施工ステップの中で拘束度に違いがあると想定される 3 ケースについて比較検討を実施する。張出施工のうち柱頭部を拘束体、第 1BL を被拘束体とする基本モデルのほか、張出ブロック先端の施工および中央閉合部の施工を想定したモデルを検討対象とする。

各モデルの概要図は、前述の**図-3.5.5** に示すとおりである。また、解析条件の設定方針を下記に箇条書きとして示す。

・箱桁断面形状は全て同一形状とし、基本モデルの断面に統一する。
・環境条件および材料条件も同様に基本モデルの条件に統一する。
・拘束体と被拘束体の材齢差は、第 1BL モデルを 1 ヶ月、張出先端モデルを 2 週間、中央閉合モデルを 2 ヶ月に設定する。
・張出先端モデルは、拘束体の 5 ブロック分についても材齢差 14 日毎の段階施工を想定する。

2）コンクリートの経験値最大温度

経験値最大温度の比較を**表-3.5.12** に示す。今回の検討において、コンクリート温度に拘束体の剛性や材齢差は影響がない結果であった。

表-3.5.12　経験値最大温度の比較（拘束体の剛性着目）

モデル		経験最大温度	
		位置（L は接合部からの距離）	温度（℃）
1BL 施工 （基本モデル d-0）	拘　束：片面拘束（柱頭部） 材齢差：1 ヶ月	上床版とウェブ接合　L=2.950m	62
先端 BL 施工 （d-1-1）	拘　束：片面拘束（標準 5BL 分） 材齢差：2 週間	上床版とウェブ接合　L=2.950m	62
中央閉合施工 （d-1-2）	拘　束：両面拘束（標準 1BL 分） 材齢差：2 ヶ月	上床版とウェブ接合　L=1.500m	62

【結果の概要】

・全てのモデルの断面形状は基本モデルと同一であることから、コンクリート温度が最大となる位置は、上床版とウェブの接合部となった。

・今回実施した 3 つのモデルは断面形状が同一であることから、拘束体の剛性の違いによる経験最大温度の差は生じない結果となった。

3）上床版に発生する引張応力度

拘束度の違いに着目すると、第 1BL 施工モデルと張出先端 BL モデルは、ともに片面のみ拘束されるモデルである。柱頭部を拘束体とする第 1BL 施工モデルに対して、標準断面の 5BL 分を拘束体とする張出先端モデルは、拘束度が小さくなる。一方、中央閉合モデルは、被拘束体の両面で拘束を受けるため、拘束度が最も大きくなる。

拘束体と被拘束体の材齢差は、張出先端モデルで 14 日、第 1BL モデルで 1 ヶ月、中央閉合モデルで 2 ヶ月であり、材齢差があるほど乾燥収縮ひずみの影響が大きくなる。

表-3.5.13　発生引張応力度の比較（拘束体の剛性着目）

モデル		発生引張応力度		
		上床版（σ_x）	ウェブ（σ_z）	下床版（σ_x）
		値（N/mm²）	値（N/mm²）	値（N/mm²）
1BL 施工 （基本モデル d-0）	拘　束：片面拘束（柱頭部） 材齢差：1 ヶ月	3.73	2.52	2.53
先端 BL 施工 （d-1-1）	拘　束：片面拘束（標準 5BL 分） 材齢差：2 週間	3.48	2.37	2.38
中央閉合施工 （d-1-2）	拘　束：両面拘束（標準 1BL 分） 材齢差：2 ヶ月	4.37	2.67	2.69

【結果の概要】

・全てのモデルの断面形状は基本モデルと同一であることから、ウェブや下床版よりも上床版の引張応力度が最も大きくなり、位置は床版厚変化点付近となった。

・張出先端モデルは、第 1BL モデルよりも上床版に発生する引張応力度が 0.25N/mm² 小さくなった。また、中央閉合モデルは、他のモデルと比べて発生引張応力度が大きくなり、上床版の橋軸直角方向に 4.37N/mm² の引張応力が発生する結果となった。発生引張応力度に差が生じた原因は、解析モデルで設定した拘束位置に打継ぎ位置が近いと相対的に拘束体の剛性が大きくなること、材齢差が大きいほど拘束体と被拘束体のひずみ差が大きくなること、が影響したと考えられる。

(5) パラメータ解析結果のまとめ

基本モデルの結果を**表-3.5.14**、各パラメータ解析の結果を**表-3.5.15** に示す。なお、表中の引張応力度は上床版の直角方向に発生した応力度である。比較モデルの結果には、基本モデルの引張応力度との比率を各モデル毎に合わせて示した。

表-3.5.14　基本モデルの解析条件と発生応力度

基本モデル			
解析条件			引張応力度 (N/mm²)
a)環境条件	外気温	15℃一定	3.73
b)材料条件	セメント量，水セメント比	400kg/m³，40%	
c)施工条件	養生期間(日数)	3 日間	
	型枠(熱伝達率)	合板(8W/m²℃)	
d)構造条件	拘束体の剛性	柱頭部	
	桁高	2.5m	
	幅員	12.6m	
	ウェブ厚	0.4m	
	下床版厚	0.2m	
	ブロック長	4.0m	

パラメータ解析

表-3.5.15　比較モデルの変更条件と発生応力度

比較モデル				
変更条件			引張応力度 (N/mm²)	比率
a)環境条件	外気温	30℃一定	4.21	1.13
		5℃一定	2.99	0.80
b)材料条件	セメント量，水セメント比	350kg/m³，43%	3.13	0.84
c)施工条件	養生期間(日数)	10 日間	3.73	1.00
	型枠(熱伝達率)	メタル(14W/m²℃)	3.43	0.92
d)構造条件	拘束体の剛性	張出先端	3.48	0.93
		中央閉合部	4.37	1.17
	ブロック形状 桁高	6.0m	3.48	0.93
	ブロック形状 幅員	7.6m	3.26	0.87
	ブロック形状 ウェブ厚	0.6m	3.78	1.01
	ブロック形状 下床版厚	0.5m	3.62	0.97
	ブロック形状 ブロック長	2.0m	3.94	1.06
追加検討	a)から c)の条件組合せ	最小組合ケース	2.24	0.60
		最大組合ケース	4.21	1.13

《パラメータ解析結果の整理》

- 「ａ）環境条件」は、解析結果に大きな影響を及ぼした。外気温 30℃とした時に全てのパラメータ解析の中で二番目に大きい引張応力度 4.21N/mm² となり、外気温 5℃とした時は、最も小さい引張応力度 2.99N/mm² となった。
- 「ｂ）材料条件」は、比較的大きな影響があり、セメント量 50kg/m³ の違いで発生引張応力度が 0.6N/mm² 変化した。
- 「ｃ）施工条件」の影響は小さかった。
- 「ｄ）構造条件」のうち拘束体の剛性に着目した中央閉合部のモデルで最も大きい引張応力度 4.37N/mm² となった。
- 「ｄ）構造条件」のブロック形状を変化させた場合、上床版の応力度は、ブロック長を 2m に短くすると応力度が 6%程度大きくなった。
- 「ｄ）構造条件」の部材長は発生引張応力に影響を及ぼした。幅員を 5m 狭くすると 13%程度小さく、桁高を 3.5m 高くすると 7%程度小さくなった。

引張応力度が大きくなるケースとして、以下の傾向を確認した。

ａ）被拘束体が経験する最大温度が高い場合

ｂ）拘束体に拘束される長さが長い場合

ｃ）拘束体の剛性と材齢差が大きい場合

各種条件を組み合わせた場合、最大値 4.37N/mm²、最小値 2.24N/mm² となった。ひび割れは、条件の組合せによって発生する可能性があることがわかった。

3.5.6　温度解析に関する留意事項

(1) 条件設定に関する留意事項

解析条件は、結果に大きな影響を及ぼすため適切に設定しなければならない。今回の検討から、条件設定に関する留意事項を下記に示す。

1-1）外気温（コンクリート初期温度）の設定

解析結果に大きな影響を及ぼす。特に、設計段階において、施工時期が明確でない場合には注意が必要である。気象庁の観測所データをもとに施工場所の気温を推定するとともに、温度が高くなる時期を考慮するとよい。

1-2）コンクリート配合の設定

今回の解析では、セメント量を 50kg/m³ 変化させた場合に引張応力度が 0.60N/mm² 変化した。コンクリートの配合は、地域ごとに骨材事情を考慮したコンクリートの配合計画がなされている。事前の調査により、施工場所を踏まえた配合を用いることが望ましい。

1-3）養生期間や使用型枠の設定

施工条件の養生期間や使用型枠は、解析にあたえる影響が小さい結果であった。通常の施工の範囲においては、標準的な養生期間と一般的に用いられる木製型枠を想定した解析を行えばよいと考えられる。

1-4）拘束体の設定

既設コンクリートとなる拘束体の材料条件は、解析結果に大きな影響を及ぼすため注意が必要である。今回のパラメータ解析では、被拘束体と同様の材料条件（同一の配合、強度発現に伴う温度変化の考慮、乾燥収縮の考慮など）とした。

一方、拘束体の強度発現が完了したとみなして材料条件を設定すると拘束度が非常に高い状態となり、結果が大きく異なるおそれがある。参考として、基本モデルの拘束体にその材料条件をあてはめて試算すると、着目点とした上床版の引張応力度は、3.73N/mm² から 6.71N/mm² と大きな値となった。このように、拘束体の条件設定によって解析結果が大きく異なる場合があるため注意が必要である。

1-5）打継ぎ間隔の設定

被拘束体および拘束体に体積の収縮を考慮する場合、打継ぎ間隔が解析結果に影響を及ぼす。打継ぎ間隔が長くなるほど、ひずみの差が生じるため発生引張応力度が大きくなる。実際の施工条件と大きく違わなければ問題ないと考えられるが、現場の諸事情により、打継ぎ間隔が長くなった場合は、条件を見直して再度解析を行う必要がある。

(2) 本検討に関する留意事項

本検討ケースよりも部材寸法が大きくなる場合は注意が必要である。特に下床版は、部材厚の設定を 500mm と薄い設定にしているにも関わらず、解析結果では比較的大きな引張応力度が発生した。また、今回のパラメータ解析では、各寸法をそれぞれ 1 項目ずつ変化させているが、支点部付近の断面は、桁高、ウェブ厚および下床版厚の寸法が全体的に大きくなることも考えられる。

このように、本解析条件の範囲を外れる場合、必要に応じて温度解析を実施した対策を計画するのがよい。なお、今回の解析では中央閉合部のケースも実施しているが、既設ブロックを１ブロックのみとし、あえて拘束度を大きくしているため、中央閉合部に関しても、別途検討をおこなう必要がある。

3.5.7 鉄筋によるひび割れ対策案

(1) 基準類における記載内容の確認

ひび割れパターン【13】に関する事項は、H24 道路橋示方書Ⅲ編[2)]「20 章　施工」の「20.6　コンクリート工」に記載されている。条文として、（7）打継目の項には、『温度応力および乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。』とあり、（8）マスコンクリートには、『温度応力によるひび割れが懸念される場合においては、材料、打ち込み方法、養生方法などについて検討を行い、有害となるひび割れの発生を防止する。』と示されている。

また、打継目の補強鉄筋に関する記載は、「6 章　形状及び鋼材の配置」の「6.6.13 用心鉄筋」に記載され、その内容は『新旧コンクリートの温度差、乾燥収縮等に対して用心鉄筋を配置する。』となっている。なお、具体的な配筋は、H6 年コンクリート道路橋設計便覧[2)]において下記が示されている。

a）1 段目の鉄筋は打継目にできるだけ近く 5~7.5cm 程度の位置に配置する。

b）鉄筋は直径 13mm 以上の異形鉄筋を 10cm~15cm 程度以下の間隔で打継面から 50cm 程度までの範囲で配置する。

c）打継面から 50cm 以内において、コンクリート表面付近に配置する鉄筋量は、スターラップあるいは帯鉄筋として部材断面の断面積の 0.2%以上とするのが望ましい。

(2) 補強鉄筋の追加配置に向けた検討

打継部のひび割れ抑制対策として補強鉄筋の配置を見直すことは、有効な対策の 1 つになると考えられる。そこで、張出しブロックの打継部に配置する補強鉄筋の見直しに向けた試算を行った。

「**3.5.5 パラメータ解析　(3) 環境・材料・施工条件の組合せ**」をもとに、RC 構造となる箱桁のウェブと下床版に着目して、補強鉄筋の配置を検討する。

1）解析結果の確認

発生引張応力度 1.0N/mm² 以上の範囲に着目して取りまとめた結果を**図-3.5.12** に示す。ウェブと下床版のそれぞれに、①着目部位に生じた引張応力度のコンター図、②打継面からの分布長（部材表面、部材中心）、③補強鉄筋算出に必要な諸数値、を示している。

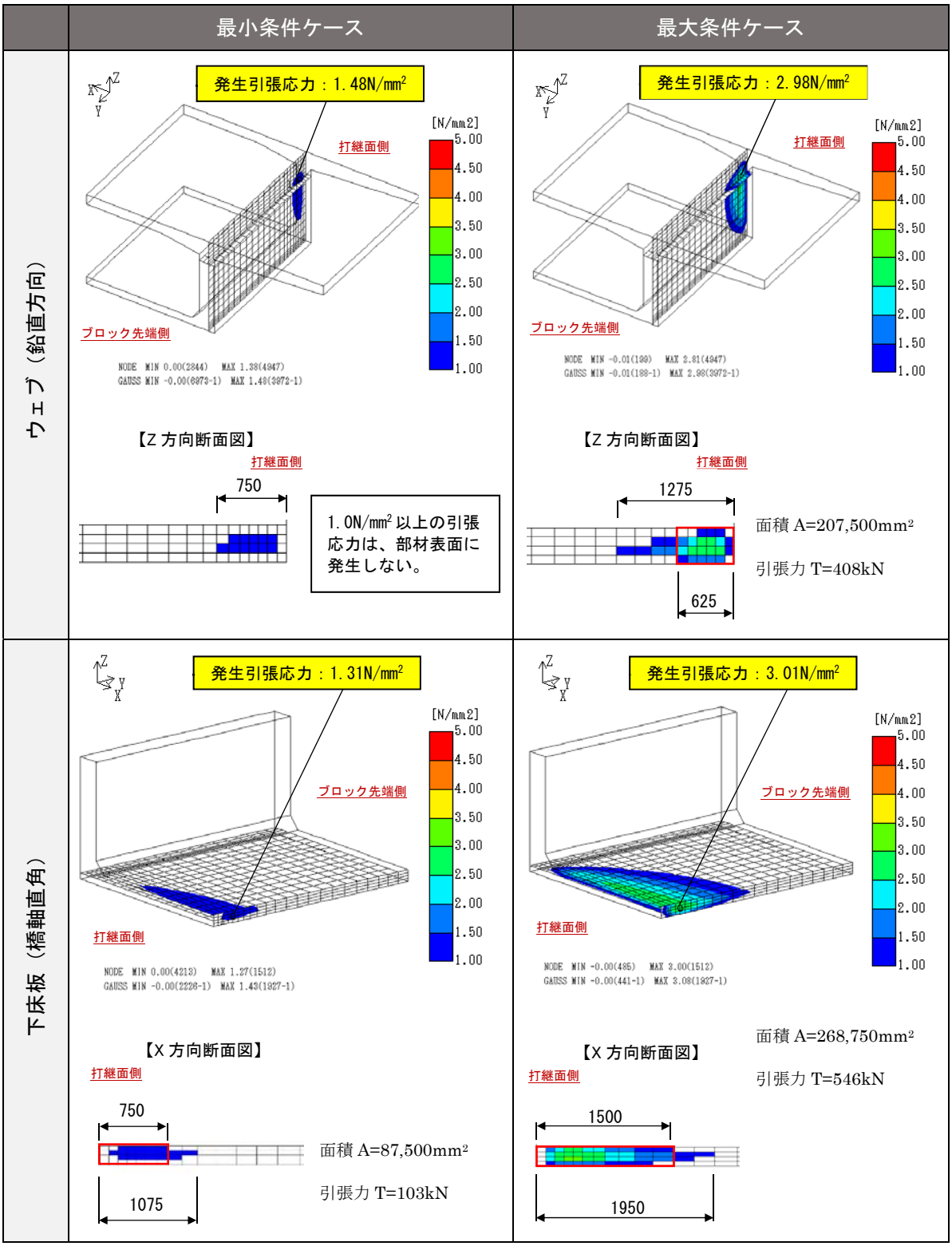


図-3.5.12　引張応力度 1.0N/mm² 以上の分布

2）補強鉄筋の配置範囲

図-3.5.12 の結果から、ウェブと下床版に発生する引張応力度は、同程度であったが、コンクリート表面に分布する対象範囲に違いが生じた。ウェブ部は最大で 625mm となった。一方、下床版は打継面より約 750mm から約 1500mm の範囲が対象となり、H6 年コンクリート道路橋設計便覧 [3] に示される 500mm を越える結果になった。それぞれのケースにおける引張応力度と対象範囲を**表-3.5.16** に示す。

表-3.5.16　引張応力度 1.0N/mm² を包括する打継面からの距離

	抽出モデル	発生引張応力度 (N/mm²)	打継面からの距離 （mm）	
			表層部	（中心部）
ウェブ	最小条件ケース	1.48	0	（750）
	最大条件ケース	2.98	625	（1275）
下床版	最小条件ケース	1.31	750	（1075）
	最大条件ケース	3.01	1500	（1950）

「発生引張応力度」と「打継面からの距離」の関係を**図-3.5.13** に示す。引張応力度の値が大きくなると対象範囲が広くなることを確認した。

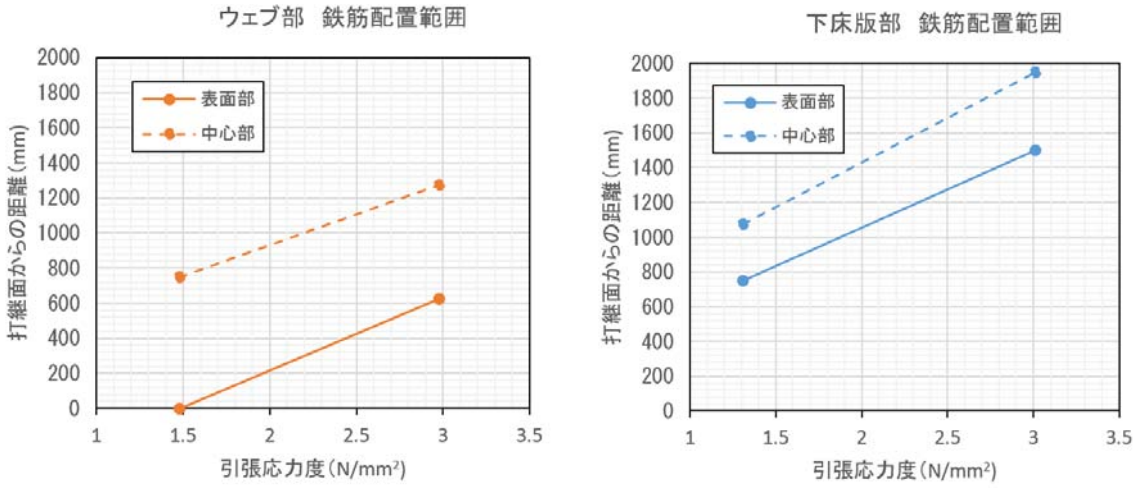


図-3.5.13　引張応力度 1.0N/mm² を包括する打継面からの距離

3）補強鉄筋の鉄筋量

引張応力度 1.0N/mm² を上回る範囲を対象に引張力を算出し、鉄筋応力度の制限値で除することで必要鉄筋量を求める。鉄筋の配置は、**表-3.5.16** に示した「打継面からの距離　表層部」の範囲とし、鉄筋の応力度は、土木学会「コンクリート標準示方書」[1] を参考に 120N/mm² に制限する。なお、補強鉄筋は、下床版（厚さ 200mm）およびウェブ（厚さ 400mm）ともに 2 列配置とし、配置間隔は ctc125 とした。

取りまとめた結果を**表-3.5.17** に示す。鉄筋量は部材 1m あたりに対して必要となる値を示してる。

表-3.5.17　部材長 1m あたりの補強鉄筋試算結果

	抽出モデル	発生引張応力度 (N/mm²)	必要鉄筋量	配置鉄筋	
			必要鉄筋 (mm²/m)	配置鉄筋 (本/m)	配置鉄筋 (mm²/m)
ウェブ	最小条件ケース	1.48	-	-	-
	最大条件ケース	2.98	5433.6	D22-ctc125×2 列	6193.6
下床版	最小条件ケース	1.31	799.4	D13-ctc125×2 列	2027.2
	最大条件ケース	3.01	3031.4	D16-ctc125×2 列	3177.6

発生引張応力度と必要鉄筋量の関係を**図-3.5.14** に示す。ウェブ部は最小条件ケースで補強鉄筋を必要としない結果であったため、2 点を破線で結んだグラフで示している。

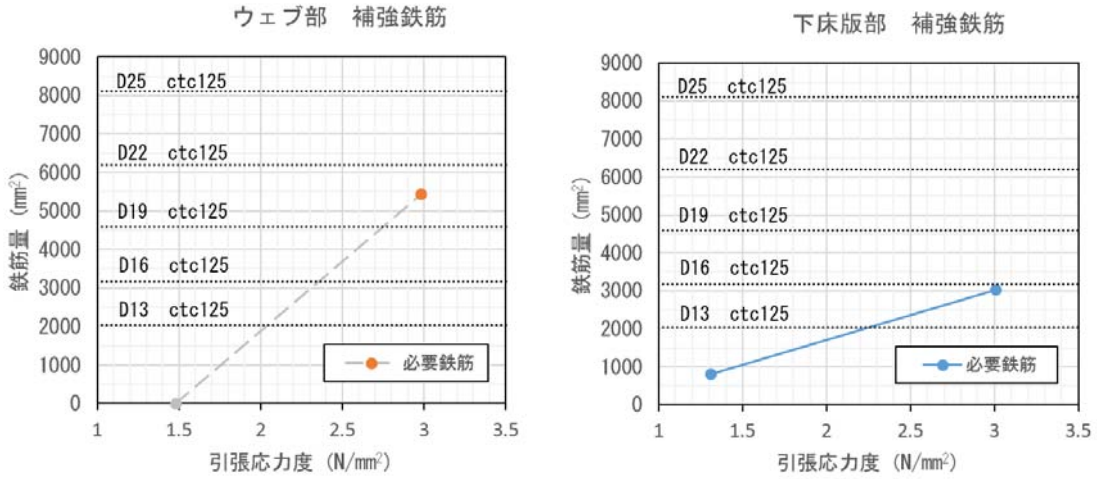


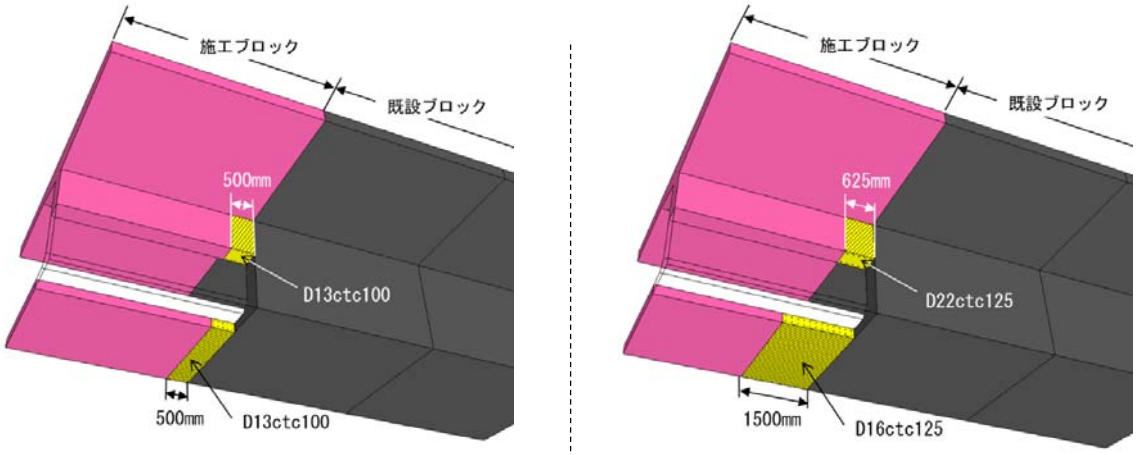
図-3.5.14　必要鉄筋量の試算結果

4）補強鉄筋の試算結果

ウェブは太径の鉄筋を集中して配置する結果となった。補強鉄筋の配置範囲が最大条件ケースで 625mm となり、H6 年コンクリート道路橋設計便覧[3)] で示される打継面から 500mm とほぼ近い範囲となった。しかし、鉄筋量は、最小ケースで補強鉄筋不要、最大ケースで D22ctc125 となり、条件によって、太径の鉄筋を用いることが望ましい結果であった。

下床版は、比較的に細径の鉄筋を広範囲に配置する結果となった。配置範囲は、750mm から 1500mm と H6 年コンクリート道路橋設計便覧[3)] よりも広範囲に配置することが望ましい結果であった。鉄筋量は D13ctc125 から D16ctc125 程度であった。

H6 年コンクリート道路橋設計便覧[3)]に示される配筋と条件最大ケースで算出される補強鉄筋の配筋の比較イメージを**図-3.5.15** に示す。



H6 年コンクリート道路橋設計便覧 3)　　解析による試算結果

図-3.5.15　必要鉄筋量の試算結果

(3) 補強鉄筋を配置する対策案

補強鉄筋を配置することで、ひび割れの発生を分散させ、耐久性に問題のないひび割れ幅に抑えることが可能である。想定されるひび割れが一時的なものは、設計計算上で必要な鉄筋を兼ねて鉄筋量を決定する。一方、ひび割れの残留が想定されるものは、構造計算で必要な鉄筋量に追加して鉄筋量を決定する必要があり、鉄筋本数を増やしたり、鉄筋径を太径のものにしたりする。その際、鉄筋量の増加が施工性に悪い影響を及ぼさないように配筋計画を行う必要がある。

ウェブと下床版を対象に行った試算結果では、H6 年コンクリート道路橋設計便覧 3) に示される対策に追加して鉄筋を配置することが望ましい結果となった。本検討は、発生引張応力度 1.0N/mm² 以上に着目したが、コンクリートの硬化にともなって、コンクリートが受け持てる引張応力度も高くなるため、厳密な計算を行う場合はこの点も考慮する必要がある。

3.5.8 配合等によるひび割れ対策案

(1) コンクリートの最高到達温度を低減する対策案

発生する引張応力度はコンクリート温度に大きな影響を受けることが確認できた。ひび割れを抑制するには、コンクリート温度の発現を低くすることも有効である。コンクリートの温度上昇を抑える対策案を以下に示す。

1-1) セメント種別の選定

一般的に用いられる早強セメントに代えて、普通セメント、中庸熱セメントおよび低熱セメントの使用を検討する。この時、選定材料によってコンクリート強度の発現時間が異なり、早強セメントよりも養生期間が長くなることで工期に影響が及ぶ恐れがあることに留意する。

1-2) 化学混和剤の使用

コンクリートの配合に化学混和剤を用いた計画をおこなう。高性能 AE 減水剤、AE

減水剤および流動化剤などの化学混和剤は、単位セメント量の低減に有効であるため、コンクリートの最高到達温度の低減につながる。

1-3）単位セメント量の低減

単位セメント量は、細骨材率、水セメント比および単位水量などに影響を受ける。これらの項目を適切に考慮した配合計画を行うことで単位セメント量の低減をおこなう。

1-4）コンクリートの練上がり温度の抑制

コンクリートの練上がり温度は、コンクリートの強度発現に悪影響を及ぼさない範囲で低く設定する。使用材料の温度を低減する方法を以下に示す。

・骨材の保存は、直射日光の影響を受けないようにする。
・高温のセメントを使用することを避けるため、購入時期を適切に設定する。
・散水などにより粗骨材の温度を低くする。
・地下水を使用するなど、温度の低い練り混ぜ水を使用する。
・液体窒素などを用いてコンクリートを冷却する。

1-5）コンクリート打設の時期や時間帯

コンクリート打ち込み時の環境温度をなるべく低くできるように施工計画を行う。打設時期の見直しは環境温度を大きく改善できる可能性もあるが、全体工程への影響に注意が必要となる。一方、コンクリート打設を 1 日の中で気温が高くない時間帯に設定する場合、現場付近の交通状況や騒音対策などに配慮しなければならない。

1-6）養生方法の工夫

コンクリートの最高到達温度を積極的に抑制する方法として、パイプクーリング工法がある。中空床版橋の打継部のように部材寸法が大きく、打継目が少ない場合は効果的である。一方、張出し架設のように繰り返し施工する場合は施工が煩雑となるため適用が困難になる。

(2) コンクリートの収縮を抑制する対策案

2-1）混和材の使用

コンクリートの混和材に膨張材を用いることで、コンクリートの収縮ひずみを補填する。実構造物における実測結果では、導入される圧縮応力の目安が 0.3～1.0N/mm^2 となっている。また、JCI の文献には、温度解析における膨張材の取扱いが示されており、事前に膨張材の効果を推定することも可能である。今回のパラメータ解析に膨張材の効果を含めると、組合せ最大ケースの引張応力度 4.21N/mm^2 は 3.12N/mm^2 まで改善する。

2-2）養生方法の工夫

今回実施した解析では養生期間の影響がなかった。これは、温度解析で十分に条件の設定が出来ていないことが原因であると考えられる。実構造物において養生期間を延長したり、特殊な養生マットを用いたりすることは、初期の乾燥収縮を抑制するのに効果的であると考えられる。

(3) 引張応力度を打ち消す対策案

上床版は、比較的大きい引張応力度が発生する結果となった。補強鉄筋の配置が過密になると施工性が悪く、コンクリートの充填不足などの不具合が生じる恐れもある。

このような場合、積極的に引張応力度を打ち消す方法としてプレストレスの導入がある。上床版に配置される PC 鋼材は、発生する引張力を打ち消す方向に配置されているため、PC 鋼材の追加配置や導入緊張力の調整は有効な手法になると考えられる。実施工へ適用する際は、部材の強度発現などを確認したうえでプレストレス導入を計画しなければならない。

【3.5 の参考文献】

1) 2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編], 公益社団法人 土木学会, 2012

2) 道路橋示方書・同解説 平成 24 年 3 月, 社団法人 日本道路協会, 2012

3) コンクリート道路橋設計便覧 平成 6 年 2 月, 社団法人 日本道路協会, 1994

3.6　桁端部に発生する PC 鋼材定着部付近のひび割れ

3.6.1　検討目的

ここでは初回点検で 5 番目に多く発生しているひび割れパターン【16】について検討を行う。

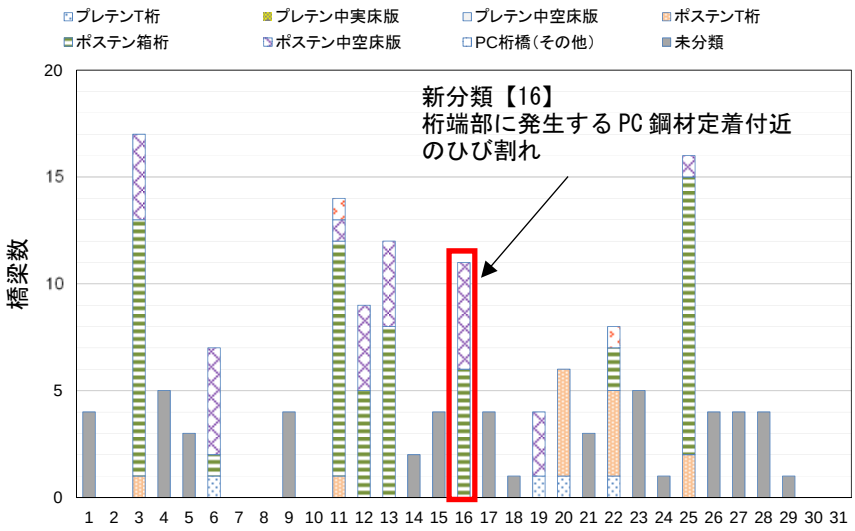


図-3.6.1　ひび割れパターン（新分類）

【16】桁端部 PC 鋼材定着部付近のひび割れ

新分類【16】のひび割れは、**図-3.6.1** に示すように初回点検で 5 番目に多く発生している。新分類【16】のひび割れが発生している全 11 橋のうちの 6 橋が「ポステン PC 箱桁」、5 橋が「ポステン中空床版」であり場所打ち形式に多いことが伺え、ひび割れのパターンは**図-3.6.2** のように桁端部で水平方向及び放射状に生じるひび割れとなっている。

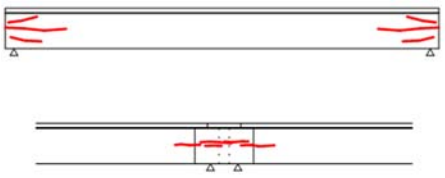
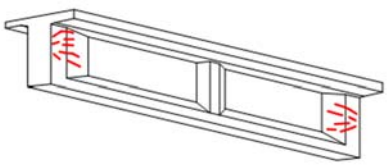
【16】	PC 主桁 端支点部 連結支点部	主桁の腹部あるいは連結部横締め跡内コンクリートに発生する水平方向のひび割れ	
	PC 主桁 支点部	桁腹部に発生している放射状のひび割れ	

図-3.6.2　桁端部 PC 鋼材定着部付近に生じるひび割れパターン

3.6.2　検討概要

（1）ひび割れの発生概要

箱桁橋および中空床版橋の桁端ひび割れは、**写真-3.6.1** のように発生するケースが報告されており、「PC 橋の変状とその防止対策」[1] を利用して、主な発生要因（温度応力、局部応力、配置上の諸課題）を**図-3.6.3** に示すように分析し整理した。



写真-3.6.1　桁端部のひび割れ事例

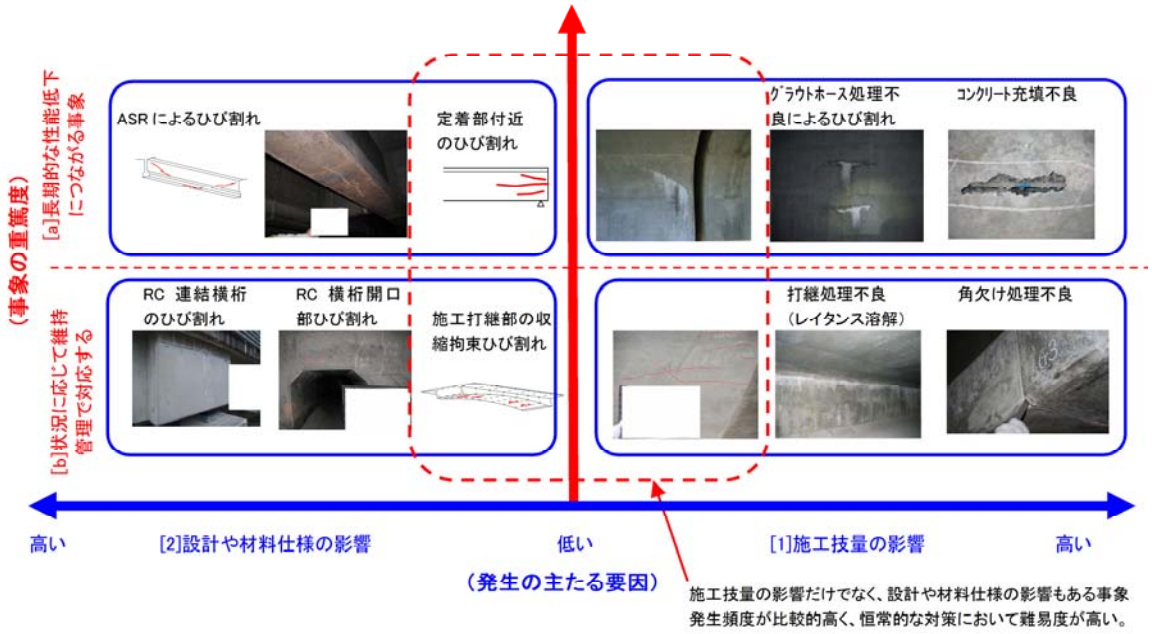


図-3.6.3　変状事例の分析（事象の重篤度、主たる発生要因）

(2) ひび割れ発生要因の推定

桁端部 PC 鋼材定着部付近に発生するひび割れの発生要因は、以下の項目が考えられる。

① 桁端部に定着される PC 鋼材定着具による局部応力の影響（材料特性、定着具の特性）

② 支点横桁部のマスコンによる水和熱の影響（材料特性、養生方法）

③ 各部材が集中的に配置されることから部材間の干渉問題、補強鉄筋の有効性、定着具の縁端距離の確保（設計的要因）

そこで、**表-3.6.1** に示す項目に着目し、桁端部のひび割れ発生要因の究明とその対処方法の検討を行う。

表-3.6.1　桁端部のひび割れ発生要因の究明方法

構造形式	着目する発生要因	解析方法	適用
場所打ち箱桁橋 中空床版橋	大容量ケーブル（12S15.2）が集中的に配置されている場合、桁端の定着部付近には局部応力が発生しひび割れが生じやすい。	**FEM 解析** ・定着部による局部応力の影響を把握する。	「PC 橋の変状とその防止対策[1)]」H26.2　PC 建協を利用し、その内容を整理する
	早強コンクリートを用いマスコン部材となる端支点横桁は、水和熱の影響を受けひび割れが生じやすい。	**温度応力解析** ・マスコンによる水和熱の影響を把握する。	
	桁端部は、支承や主方向・横方向の定着具等があり、各部材が集中的に配置されることから部材間の干渉問題が生じやすく、局部応力の発生や適切に補強筋が配置できないケースがある。	**3D-CAD** ・実施工で設計図に示すとおりの施工ができるように干渉を無くす。	

3.6.3　ひび割れの発生要因の分析

(1) プレストレス導入に伴う局部応力解析について（FEM 解析）

PC 箱桁橋では、大きな緊張力が桁端の定着部に導入されるため、定着部近傍では局部応力によるひび割れの発生が懸念される。また、端支点横桁部では伸縮装置の切欠きの他、緊張作業のために必要となる主ケーブルや横締めケーブルの箱抜きによって、応力の流れが複雑となり局部応力が発生しやすい。特に全内ケーブルの PC 箱桁橋では、大容量PC鋼材を桁端部のウェブ付近に集中して定着するため端支点横桁の側面付近に

偏った配置となる。

【解析モデル】

≪材料条件≫

設計基準強度　　40 N/mm²

静弾性係数　　3.1×10⁴ N/mm²

≪荷重条件≫

※荷重は定着プレートで面載荷とし、鋼材配置角度考慮。

主桁縦締め（12S15.2B、28 本）　1,295 N/mm²（= $0.7\sigma_{pu}$ = 0.7×1,850）

（定着プレート　270×270mm）

横桁横締め（1S21.8、12 本）　　1,260 N/mm²（= $0.7\sigma_{pu}$ = 0.7×1,800）

（定着プレート　135×135mm）

≪解析モデルおよび要素サイズ≫

解析モデルを**図-3.6.4** に示す。要素サイズは、要素位置により異なるが、大まかに 125×125mm 程度

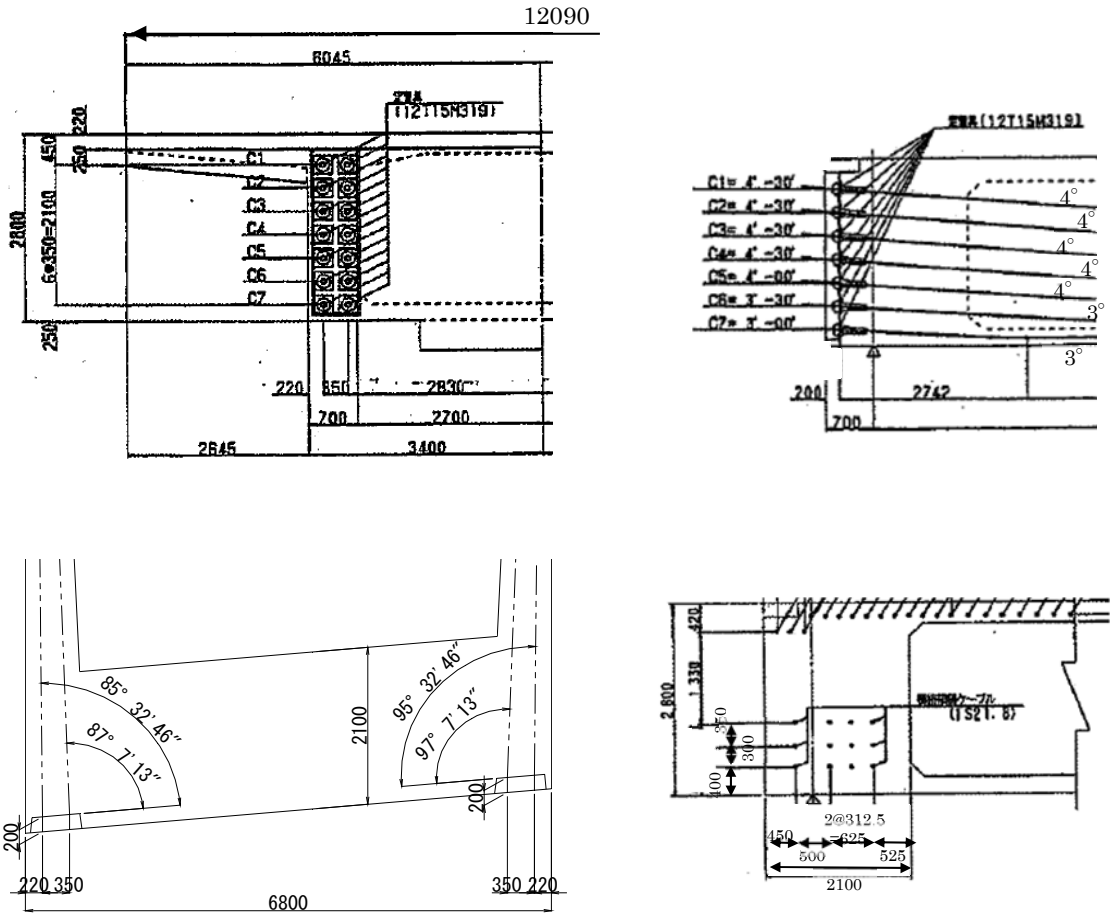


図-3.6.4　プレストレスによる局部応力に対する検討モデル

【解析結果】

FEM による解析結果を図-3.6.5 に示す。

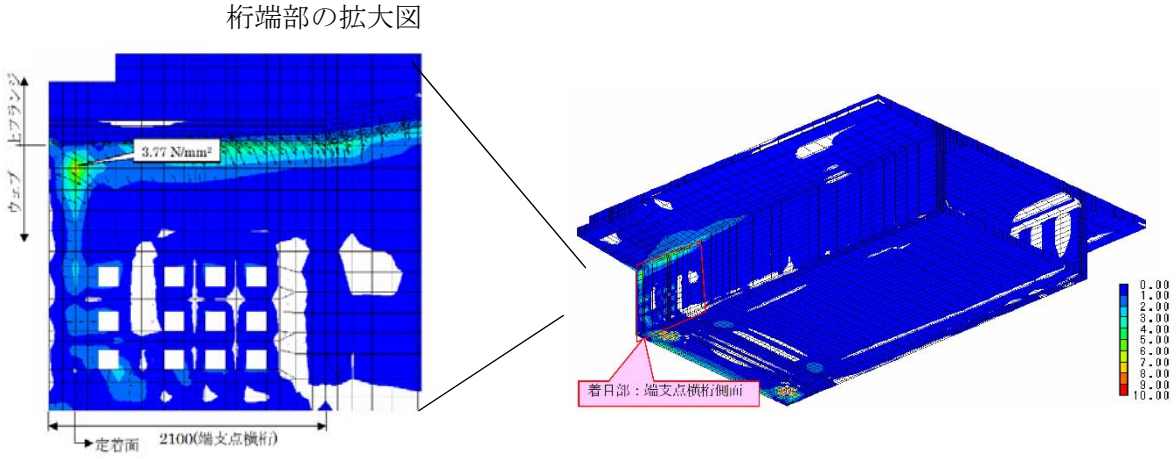


図-3.6.5　プレストレスによる応力度の分布図

【最大主応力】

σ_c＝3.77N/mm²（引張応力度）

最大主応力は、主に x 軸方向（橋軸方向）に発生しており、コンクリート標準示方書[2] に示されるコンクリート引張強度を上回ることから、鉛直方向の縦ひび割れの発生が想定される。

コンクリート引張強度 $f_{tk}=0.23\cdot f_{ck}^{2/3}$ ＝ $0.23\times40^{2/3}=2.69$N/mm²

【ひび割れ幅を推定】

コンクリート標準示方書[設計編]2007[2] に示される曲げひび割れ幅算定式よりひび割れ幅を推定する。

$$w=1.1\times k_1\times k_2\times k_3\times\{4c+0.7(C_s-\varphi)\}[\sigma_{se}/Es+\varepsilon'_{csd}]$$

ここに、k_1：鋼材表面係数（異形鉄筋=1.0）

k_2：圧縮強度による係数（={15／（σ_c＋20）}+0.7, σ_c=40N/mm²）

k_3：鉄筋配置段数による係数（={5（n－2）}／{7n＋8},n=1）

c ：かぶり（=40mm）

C_s：鉄筋配置間隔（=250mm）

φ：鉄筋径（=16mm）

σ_{se}：鉄筋応力度の増加量

E_s：鉄筋弾性係数（=2.0×10⁵N/mm²）

ε'_{csd}：収縮及びクリープの影響を考慮する係数（=150×10⁻⁶）

なお、鉄筋応力度増加量 σ_{se} は以下のように算出した。

引張応力が発生している範囲を積分（H=65,212N）して全体引張力を算出し、**図-3.6.6** に示すようにその範囲(h=670mm)に配置されている実際の鉄筋（D16ctc250）を用いて、鉄筋応力の増加分を算出する。

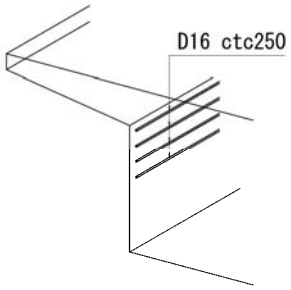


図-3.6.6　プレストレスによる引張応力に対する実配筋図

・鉄筋応力の増加分

$\sigma_{se} = H / A_s = 65212 / 198.6 \times (670/250) = 122.5 \mathrm{N/mm^2}$

・ひび割れ幅の算出

$w = 1.1 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times \{4 \times 40 + 0.7 (250 - 16)\} [122.5 / 2 \times 10^5 + 150 \times 10^{-6}]$

$= 0.258\mathrm{mm} \geqq 0.20\mathrm{mm}$

となり、**表-3.6.2** に示すように耐久性に影響を及ぼすひび割れ発生が想定される。

表-3.6.2　プレストレスによるひび割れ幅の算出

実配置鉄筋			着目範囲の発生引張力（N）	鉄筋応力度の増加分 σ_{se} (N/mm²)	ひび割れ幅（mm）
鉄筋径（mm）	断面積（mm²）	配置本数（本）			
D16	198.6	670/250	65212	122.5	0.258

なお、桁端部は水平方向に近い斜め方向の引張りであるが、支間部に近づくほどプレストレスによるポアソン比の関係で鉛直方向の引張りに変化してきている。この結果から桁端部のひび割れ方向は、**写真-3.6.1** に一致していることが伺える。

（2）マスコンの影響による温度応力解析

PC 箱桁橋の端支点横桁は、マスコンクリート部材であることから、温度応力によるひび割れの発生が懸念される。また、主ケーブル定着のための箱抜きや、横締めケーブルの切り欠き、伸縮装置設置のための切り欠きなどが存在することに加え、張出床版や端支点横桁など、断面急変箇所であり、複雑な形状となる場合が多く、温度応力の分布が複雑になる。

【解析モデル】

モデル化範囲は、**図-3.6.7** に示すように桁端部より 8.60m（ウェブ拡幅基点）、解析モデルは 1/2 モデル、要素サイズ　約 100×100mm とし、全てソリッド要素とした。

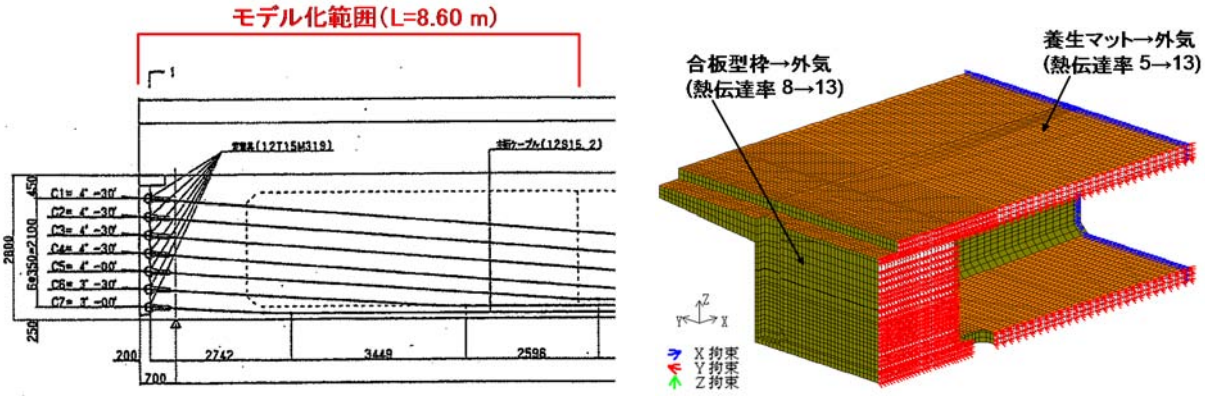


図-3.6.7　温度応力に対する検討モデル

一般的な PC 箱桁橋の端支点横桁を想定し、コンクリート強度 σ_{ck}=40N/mm²、養生日数 4 日、セメントの種類は早強セメントとした。また、コンクリートの配合は、過去の工事実績等から一般的なセメント量となる配合とした。

【解析結果】

温度応力解析によるひび割れ指数の結果を図-3.6.8 に示す。

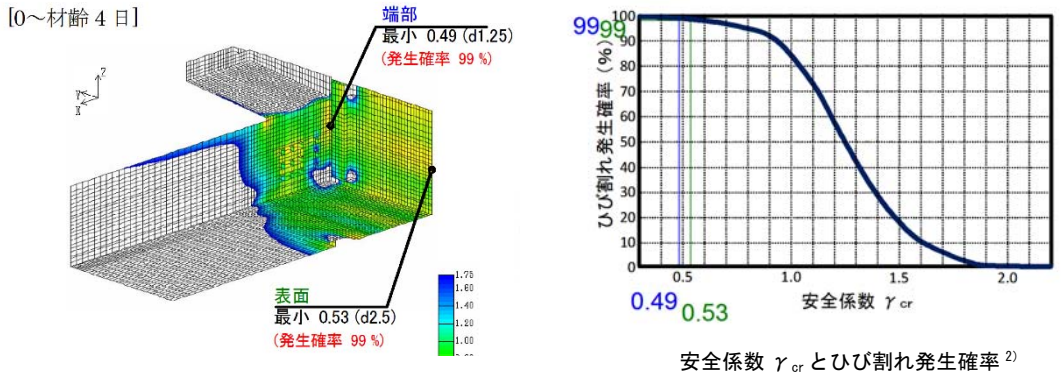


図-3.6.8　温度応力解析によるひび割れ指数分布

温度応力解析による主応力分布とそのベクトル方向の結果を図-3.6.9 に示す。温度応力によるひび割れ指数が最も低くなる箇所は、定着具の集中配置よるひび割れ発生とほぼ同じ位置に生じる結果となるが、引張応力の発生方向は Z 軸方向（鉛直方向）となる。そのひび割れ指数は 0.49 であり、ひび割れ確立も 99%となることから、ほぼ確実に水平方向のひび割れが生じると言える。

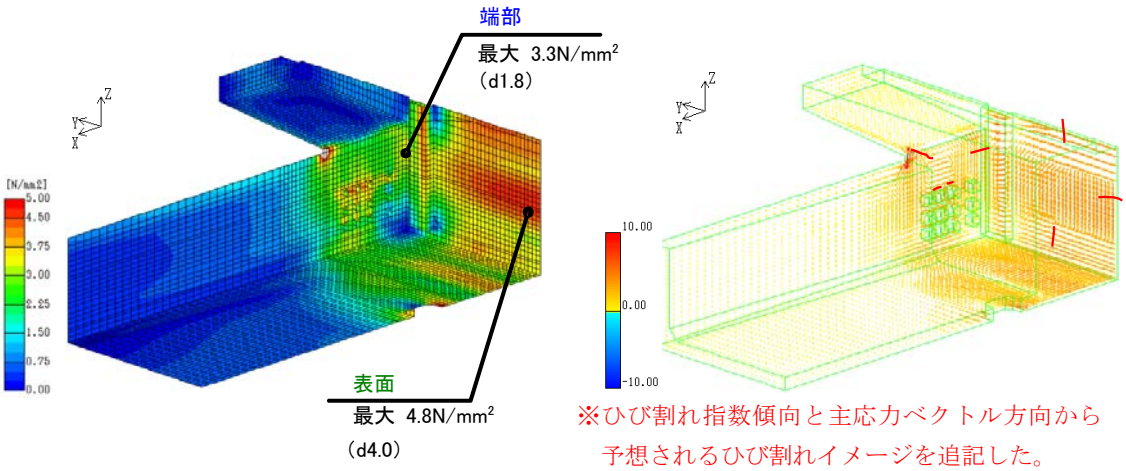


図-3.6.9　温度応力解析による応力度分布と主応力ベクトル方向

【推定ひび割れ幅】

－簡易式を用いて算出－

温度応力により発生すると予想される推定ひび割れ幅 w_c を、その着目範囲における鉄筋比とひび割れ指数とひび割れ幅の関係から、コンクリート標準示方書[3]に示される下記式を用いて推定する。

$$w_c = \gamma_a \times (-0.071 / p) \times (I_{cr} - 2.04)$$

ここに、

w_c ：推定ひび割れ幅　　I_{cr} ：ひび割れ指数

γ_a ：温度ひび割れ幅を評価するための安全係数（一般に 1.0）

p ：鉄筋比（%）　適用範囲は 0.25~0.9%

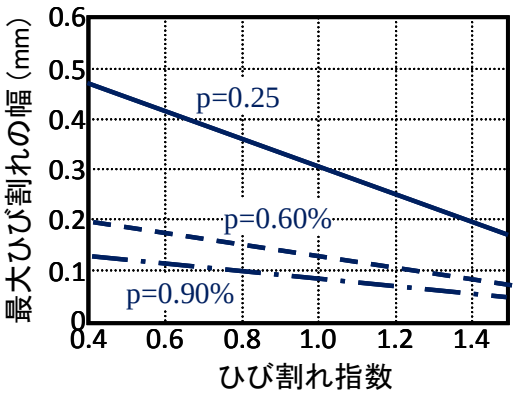


図-3.6.10　最大ひび割れ幅とひび割れ指数との関係

I_{cr}=0.49 の場合、鉄筋比 p により**図-3.6.10** に示すひび割れ幅となり、鉄筋比 p＝0.60% の場合でも w_c=0.19mm 程度となる。

－配置鉄筋量から算出－

定着具付近の FEM 解析と同様に、配置鉄筋量からひび割れ幅を推定する。

引張応力が発生している範囲を積分（H=123472N）して全体引張力を算出し、**図-3.6.11** に示すように、その範囲(d=500mm)に配置されている実際の鉄筋（D22ctc125）を用いて、鉄筋応力の増加分を算出する。

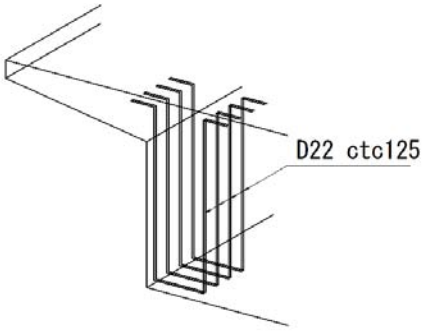


図-3.6.11　温度応力による引張応力に対する実配筋図

鉄筋応力の増加分

$\sigma_{se} = H / A_s = 123472 / 387.1 \times 2 = 159.5 \mathrm{N/mm^2}$

$w = 1.1 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times \{4 \times 40 + 0.7 (125 - 22)\} [159.5 / 2 \times 10^5 + 150 \times 10^{-6}]$

$= 0.230\mathrm{mm} \geqq 0.20\mathrm{mm}$

なお、桁端部の張り出し床版下側は鉛直方向に近い斜め方向の引張りが生じている。(1) に示すプレストレス導入に伴う局部応力解析の結果と合わせ、桁端部のひび割れ方向は、**写真-3.6.1** に一致していることが伺える。

3.6.4　ひび割れの発生を低減する対策案

ひび割れ発生原因が推定できたことで、その発生を低減する対策を検討する。

(1) ひび割れ対策案の概要

①　プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れ対策

プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れの発生を低減するためには、発生する局部応力を緩和させる対策が有効である。具体的には以下のような対策が考えられる。

- 主ケーブル縁端距離の拡幅と配置間隔を広げる。
- 補強鉄筋を追加する。
- 定着力の面外方向分力を減少させるような主ケーブルの平面配置形状とする。
- 応力の流れがスムーズとなるような定着部切欠き形状とする。

また、構造的な変更も伴うが、内ケーブルの集中配置を避けるため、内ケーブルの一部を外ケーブルに置き換える案も有効と考えられる。

②　温度応力によるひび割れ対策

温度応力によるひび割れの発生を低減するためには、水和熱に伴うコンクリート内外の温度差を緩和させる対策が有効である。具体的には以下のような対策が考えられる。

- 養生期間を延長することにより、部材表面の急激な温度変化を避ける。また，脱型に伴う内外温度差（応力）発生時点の抵抗側（コンクリート表層部）の強度を高くする。
- セメントの種類を発熱性の低いものに変更する。
- パイプクーリングなどコンクリート中心温度を強制的に冷却する。
- 補強鉄筋を追加する。

③　3D-CAD による各部材配置の検討

局部応力を緩和させるように実施する上記の対策が、実施工において実現可能なものとなっているか確認するため、3D-CAD で各部材の配置を再現し、各部材同士の干渉を避けると共に、定着具の設計施工基準に示す構造細目を遵守でき、かつ補強筋等も適切に配置できる構造とする。

（2）ひび割れ対策案の検討

① プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れ対策の事例

ひび割れ発生要因として、定着部の縁端距離や緊張スペース用の切欠き形状が考えられるため、これら要因をパラメーターとし部材表面に発生する局部応力の緩和策を検討した。また、③に示す 3D-CAD の検討においても、現状の桁端部形状、PC 鋼材配置では実施工困難な面もあったため、これらも考慮して CASE-1-1-1～CASE-1-1-3 を検討している。

【検討ケース】

当初の基本設計【CASE-1-1-0】を基準とし、横桁形状などを変更することで応力緩和を確認した一例を示す。

CASE-1-1-1　主ケーブルの縁端距離の拡幅（ウェブの拡幅）と配置間隔の変更。

CASE-1-1-2　更にウェブを拡幅し、主ケーブルの平面配置を変更（定着力の外方向分力を改善）。

CASE-1-1-3　定着部切欠き形状を変更（定着部近傍の局部変形を拘束する部材を排除）。

定着部付近の各解析ケースのモデルの違いを図-3.6.12 に示す。

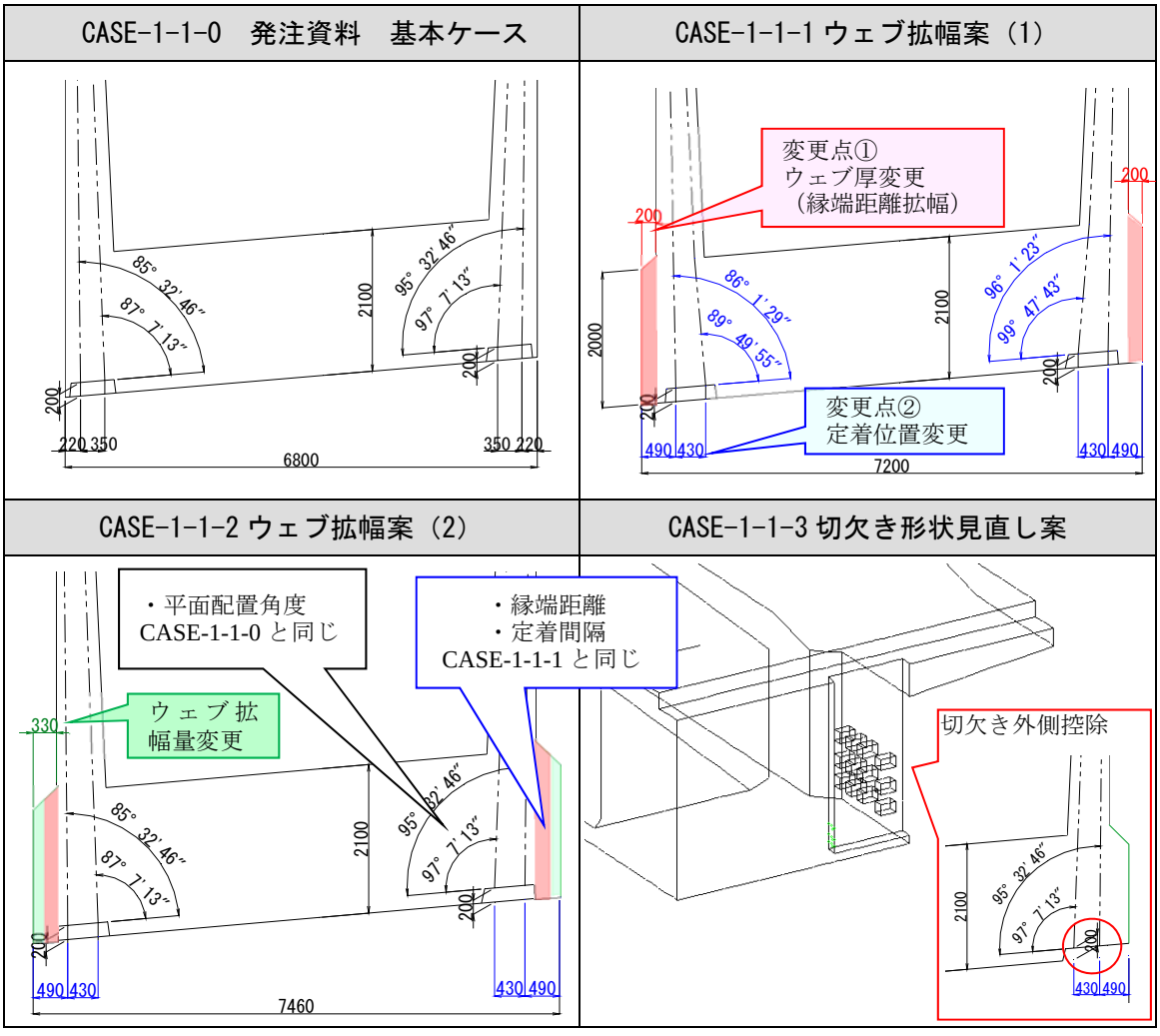
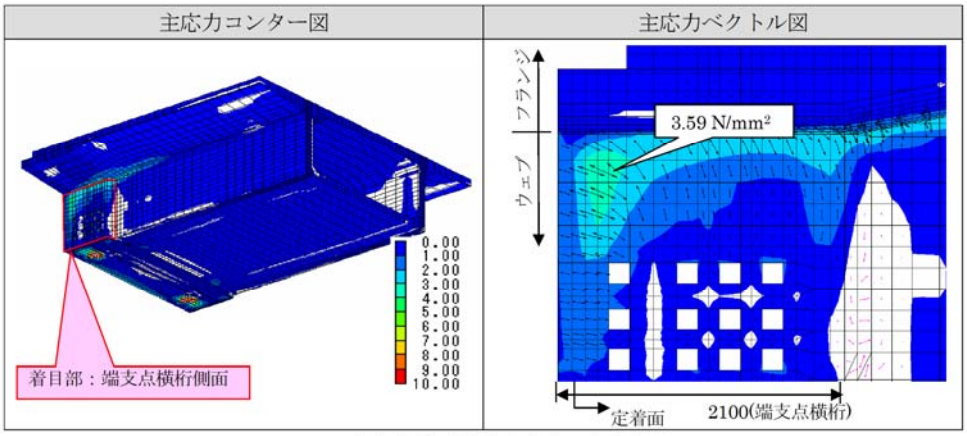


図-3.6.12　定着部付近の各解析ケースのモデル

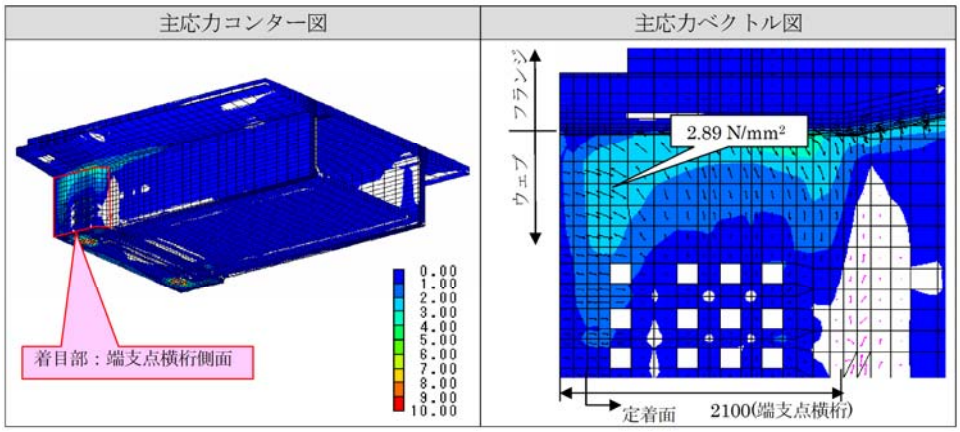
【解析結果】

形状寸法を見直した各々のケースの FEM 解析結果を図-3.6.13 に示す。

・CASE-1-1-1



・CASE-1-1-2



・CASE-1-1-3

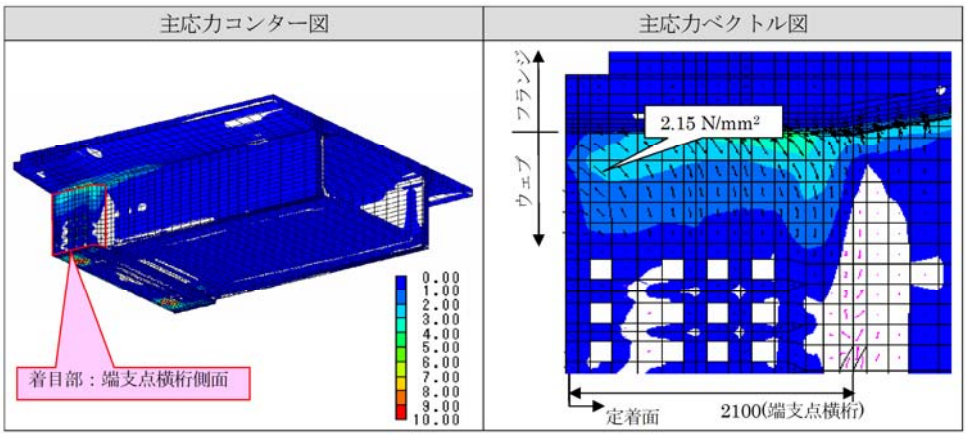


図-3.6.13　各解析ケースの検討結果

CASE-1-1-0 で着目した応力集中部は大きく改善された（3.77N/mm²→2.15N/mm²）。また、定着面位置での端支点横桁へ応力が集中する傾向も改善された。ただし、切欠きの側面部材を無くすことは箱抜きの後埋め施工を考えると現実的な方法ではない。そこで、CASE-1-1-2 をベースに防止対策案を検討することとする。

発注図書に示される端支点横桁形状と定着位置に対して、定着力による局部応力に着目し、発生する応力の緩和策を検証した結果、部材表面部に発生する局部応力は緩和され、ひび割れ抑制に役立つ。ここで、温度応力解析で用いられるひび割れ指数の考え方を引用し、コンクリートの引張強度をコンクリート標準示方書 [2] に示される式　$f_{tk}=0.23\cdot f_{ck}^{2/3}$　$=2.69\mathrm{N/mm^2}$ を用いてひび割れ指数　f_{tk}/σ_c　を仮に算出した場合、ひび割れ指数は、**表-3.6.3** に示す結果となる。このことから、ひび割れ発生確率は防止対策を追加する毎に緩和されており、形状の変更による効果はあるものと考えられる。

表-3.6.3　各解析ケースの発生応力度とひび割れ指数

解析ケース	コンクリートの引張強度(N/mm²)	発生応力 (N/mm²)	ひび割れ指数
CASE-1-1-0	2.69	3.77	0.71
CASE-1-1-1		3.59	0.75
CASE-1-1-2		2.89	0.93
CASE-1-1-3		2.15	1.25

②　温度応力によるひび割れ対策の事例

各防止対策で想定した養生日数、セメントの種類、パイプクーリング実施の有無の違いによる検討ケースを**表-3.6.4** に示す。

表-3.6.4　温度応力に対するひび割れ対策の検討ケース

解析ケース名	養生日数 (脱型日数)	セメント種類	パイプクーリング
【CASE-1-2-0】　標準(無対策)	4 日	H(早強)	－
【CASE-1-2-1】　養生期間延長案	7 日	H(早強)	－
【CASE-1-2-2】　セメント種類変更案	4 日	N(普通)	－
【CASE-1-2-3】　パイプクーリング実施案	4 日	H(早強)	実施
【CASE-1-2-4】　全対策実施案	7 日	N(普通)	実施

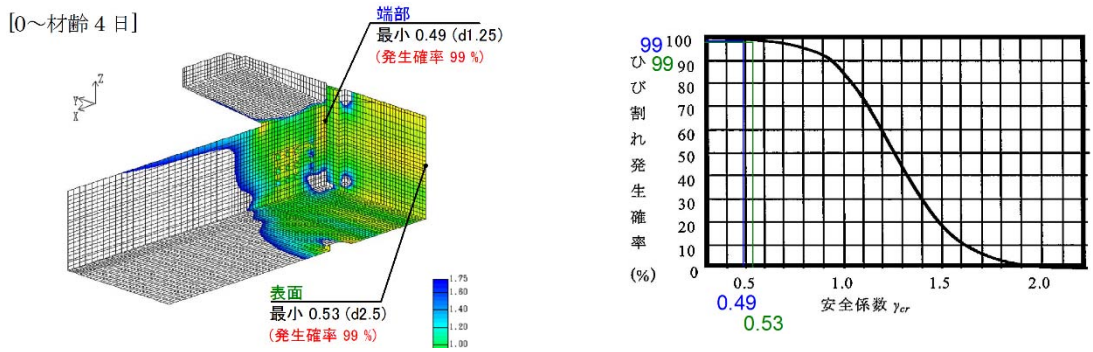
なお CASE-1-2-0 は、設計当初の基本案を示したものであり、各々の効果のひびわれ指数の結果を確認する。

各々の解析結果を**図-3.6.14** に示す。

【解析結果】

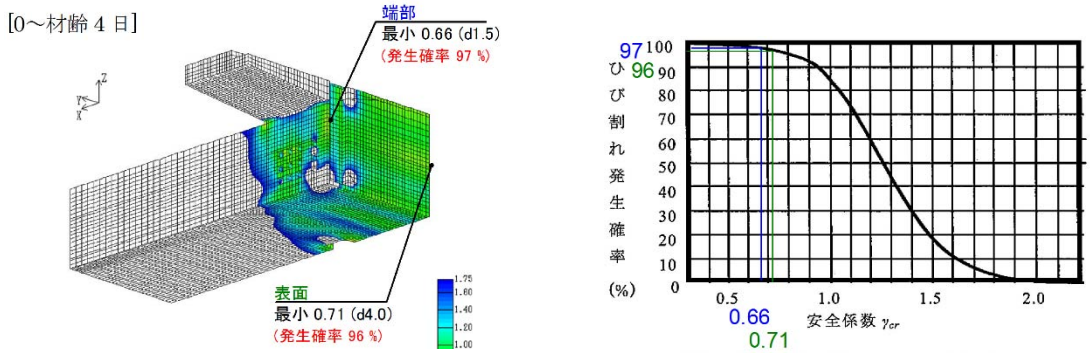
・CASE-1-2-1　養生期間延長案

→　初期材令時で既に最大応力を示すため、ひび割れ防止効果はほとんど無し



・CASE-1-2-2　セメント種類変更案（早強セメント→普通セメント）

→　本ケースでは、若干効果が認められるもののひび割れ防止効果は小さい。



・CASE-1-2-3　パイプクーリング実施案

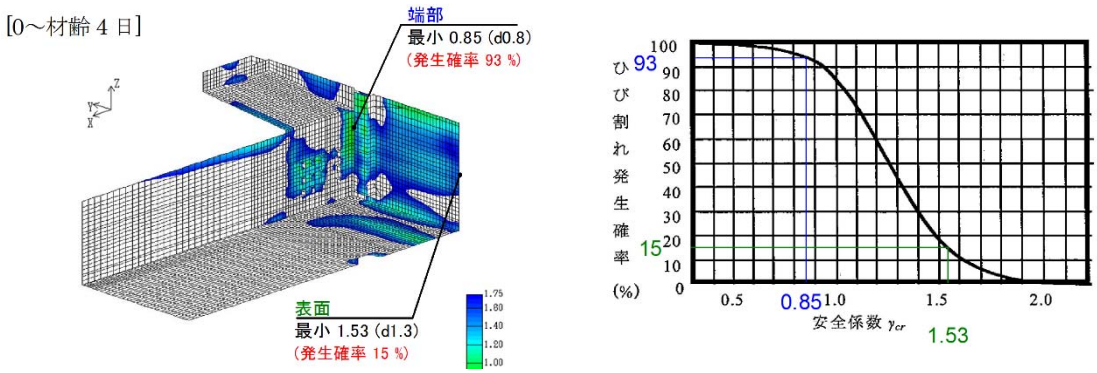


図-3.6.14-1　各々のケースの温度応力解析によるひび割れ指数分布

・CASE-1-2-4　全ての対策の実施案

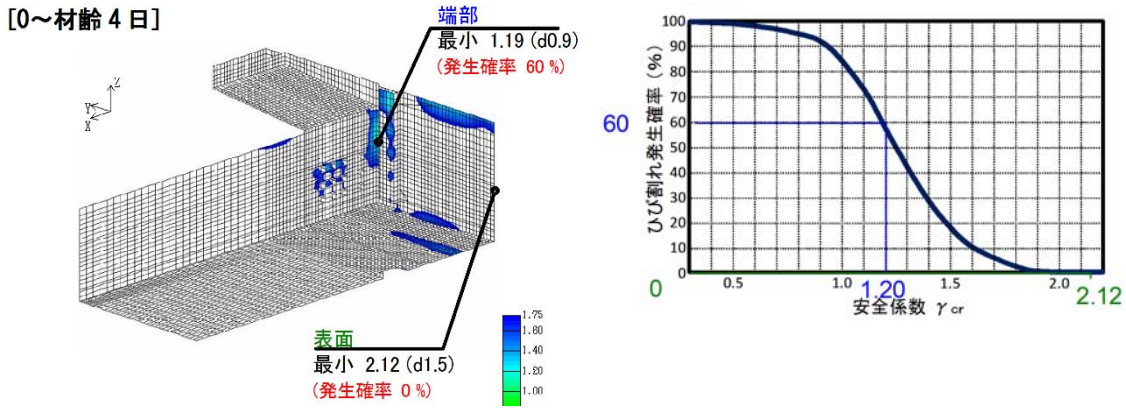


図-3.6.14-2　各々のケースの温度応力解析によるひび割れ指数分布

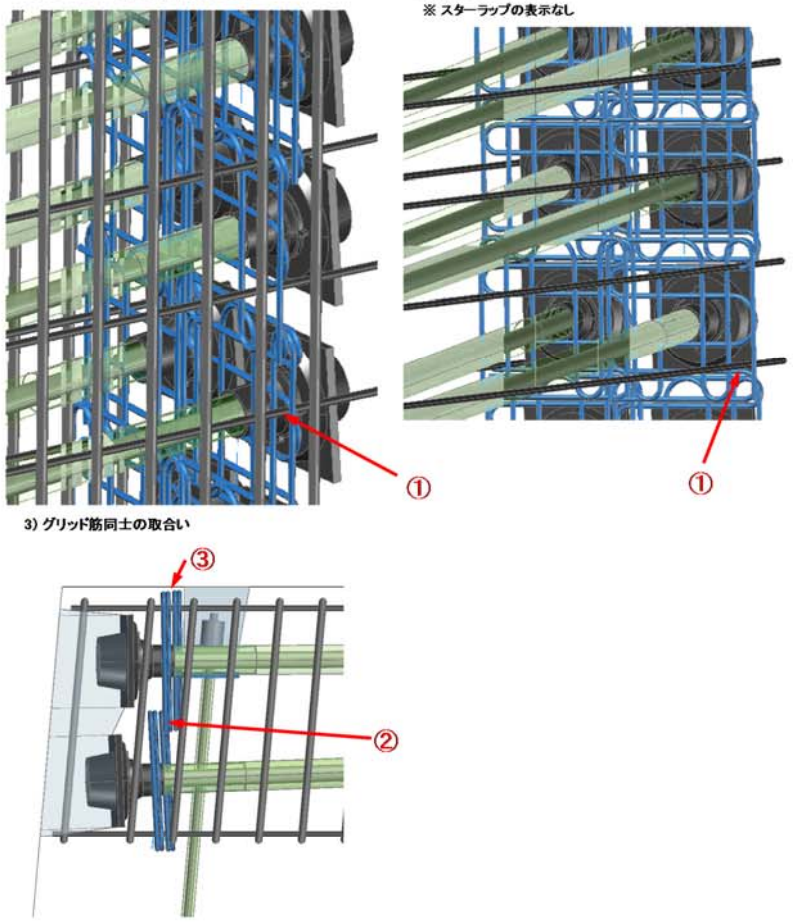
上記のように、各々の対策でひび割れ防止の効果が認められるが、本検討ケースではクーリングの効果が最も高い結果であった。また全てを実施することでひび割れ指数は 1.19 までですることは出来るが、断面変化のある張り出し床版下側でひび割れ発生をこれ以上下げることは困難であり、これらの対策と共にひび割れ防止鉄筋を配置することが有効であると考える。

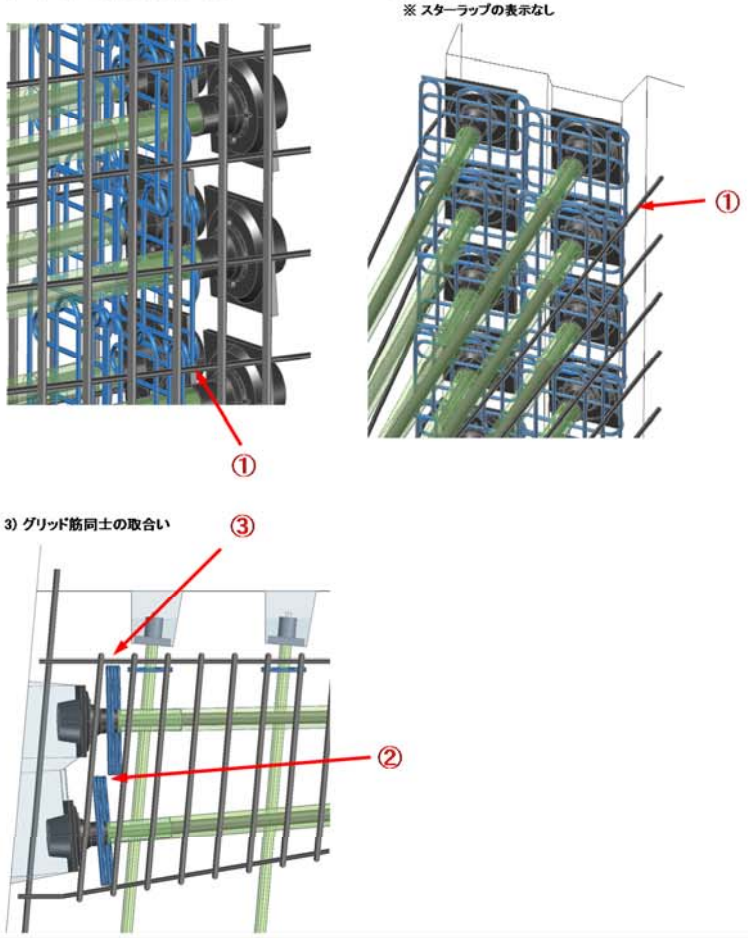
③3D-CAD による各部材配置の検討

次ページより 3D-CAD によって、各部材が過密に配置される桁端部、支承付近の課題を確認し、その対応策を検討する。その図を**図-3.6.15**、**図-3.6.16** に示す。

(2)主ケーブル定着具周辺　　a) グリッド筋について

当初発注図面	改善案
1) スターラップ、軸方向鉄筋との取合い 2) 軸方向鉄筋との取合い ※ スターラップの表示なし 3) グリッド筋同士の取合い	1) スターラップ、軸方向鉄筋との取合い 2) 軸方向鉄筋との取合い ※ スターラップの表示なし 3) グリッド筋同士の取合い





問題点	① グリッド筋の中に、スターラップの内側に配置される橋軸方向鉄筋が貫通している。 ② 左右のグリッド筋が重なりあって、補強鉄筋の効果に期待できない。 ③ グリッド筋のかぶりが確保できていない。
変更点	① スターラップ内側の軸方向鉄筋はグリッド筋の外側を通過する。 ② 左右のグリッド筋が重ならない。 ③ ウェブの拡幅によりグリッド筋のかぶりが確保される。

図-3.6.15　3D-CAD による主方向ケーブルと各部材との干渉確認

(2)主ケーブル定着具周辺　　c) 支承アンカーが近接

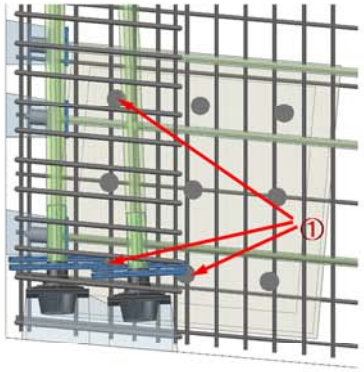
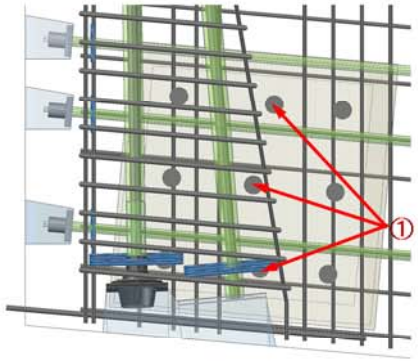
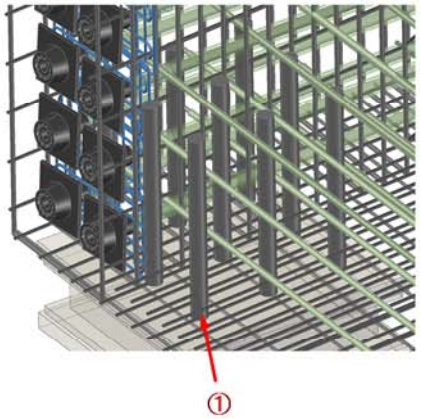
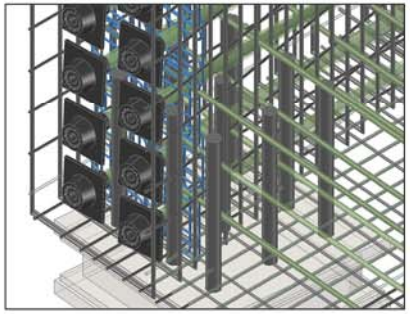
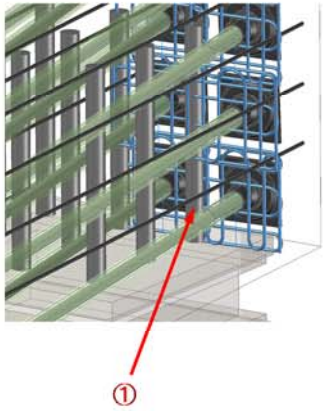
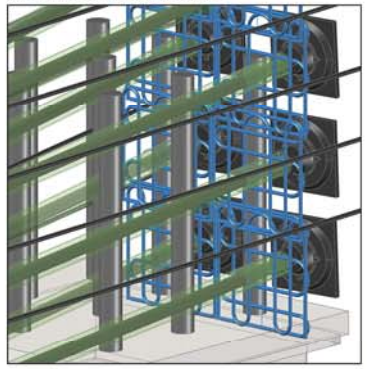
当初発注図面	改善案
1) 主ケーブル等との取合い(上空より)  	1) 主ケーブル等との取合い(上空より) 
2) 支承アンカー近傍(1)  	2) 支承アンカー近傍(1) 
3) 支承アンカー近傍(2) ※ 下床版鉄筋,横締め鋼材の表示なし  	3) 支承アンカー近傍(2) ※ 下床版鉄筋,横締め鋼材の表示なし 
問題点　① 支承アンカーボルトが主ケーブル，グリッド筋，軸方向鉄筋に干渉する。	変更点　① 支承アンカーボルトと下床版鉄筋が相互干渉する箇所はそれぞれずらして対処する。

図-3.6.16　3D-CADによる支承部と各部材との干渉確認

(3) まとめ

新分類【16】に分類される場所打ち桁で桁端部に生じるひび割れは、プレストレスによる局部応力の影響、そしてマスコンによる温度応力の影響が、ひび割れ発生の主たる要因と考えられ、その発生を低減する対策として以下の方法が考えられる。

(a) 既に詳細設計済みで施工時点で対応する場合は、「**3.6.4 (2) ①プレストレス導入に伴う局部応力によるひび割れ対策の事例**」 CASE-1-1-1 および CASE-1-1-2 に示す事例のように、設計計算書に影響の及ぼさない範囲で、桁端部の定着側面のウェブ部付近を増厚し、定着具の縁端距離を大きく確保するが有効と考えられる。

(b) また、(a) の検討結果から、定着具が密に多数配置される影響もあることから、定着具の中心間隔を大きくすることで、局部応力の緩和を図ることも有効となる。

(c) 温度応力によるひび割れを防ぐために、「**3.6.4 (2) ②温度応力によるひび割れ対策の事例**」に示すように、早強セメントから普通セメントへ変更などの対策により、硬化熱の上昇を防ぎ温度応力を抑制することが有効となる。また、端支点横桁や柱頭部など大きな断面を有するマスコンとなる箇所は、パイプクーリングなども併用することも有効となる。

(d) 桁端部は、主桁定着具、横締め定着具、支承アンカー、落橋防止装置などが過密に配置されることから、各種部材が干渉しあい配置できなくなるだけではなく、各々の補強鉄筋も干渉しあう。そのため「**3.6.4 (2) ③3D-CAD による各部材配置の検討**」に示すように 3D-CAD などを活用し、各種部材の配置、干渉の具合などを事前に確認することも有効な対策となる。

【3.6 の参考文献】

1) PC 橋の変状とその防止対策，一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会，2014
2) 2007 年制定 コンクリート標準示方書［設計編］，社団法人 土木学会，2007
3) 2012 年制定 コンクリート標準示方書［設計編］，公益社団法人 土木学会，2012

3.7　支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れ

3.7.1　検討目的

ここでは支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れパターン【6】について検討する。

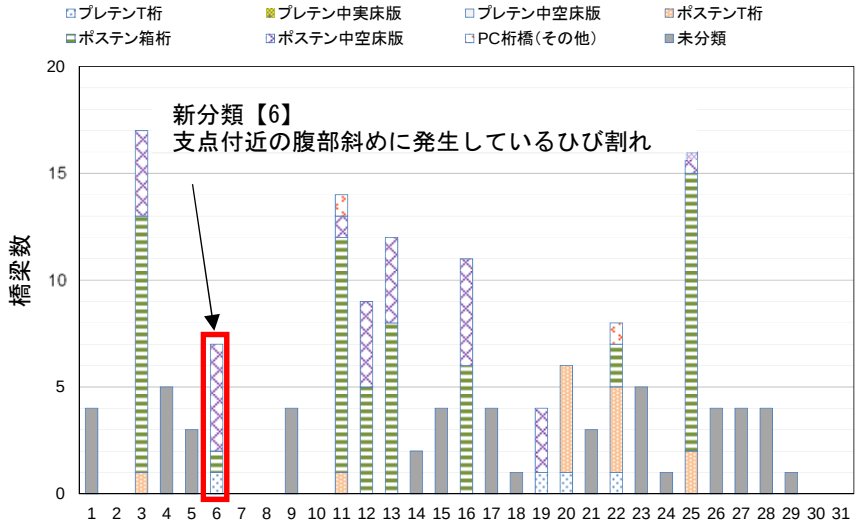


図-3.7.1　ひび割れパターン（新分類）

【6】支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れ

ひび割れパターン【6】（図-3.7.2）は、支点部付近の桁側面の斜めひび割れであり、プレストレスの損失等による桁の耐荷力の不足やコンクリート硬化前の支保工の沈下等が要因となっているひび割れの可能性がある。設計上の想定よりも耐荷力が不足している場合には、通行止め等の緊急的な処置が必要になるケースも考えられる。

ここでは、耐荷性能の損失による影響も要因として想定され、かつ、初回点検結果のひび割れ分類において、ひび割れが発生していた橋梁数も多い結果となっていたひび割れパターン【6】の発生要因について検討を行う。

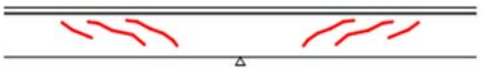
【6】	RC,PRC 主桁, 支間 1/4	支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れ	
	PC 主桁 支間 1/4	PC 連続中間支点付近の半曲部の PC 鋼材曲げ上げに直交するひび割れ	

図-3.7.2　支点付近の腹部斜めに発生しているひび割れパターン

ひび割れパターン【6】が発生していた橋梁について、詳細なひび割れ状況を点検調書及び図面等の設計図書で確認した結果、ひび割れは**表-3.7.1** に示すように、

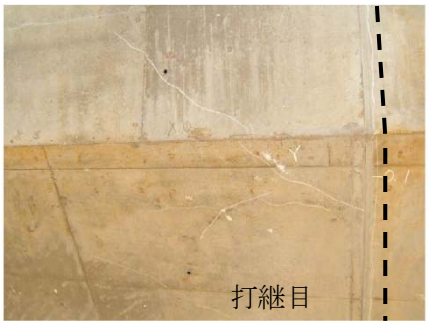
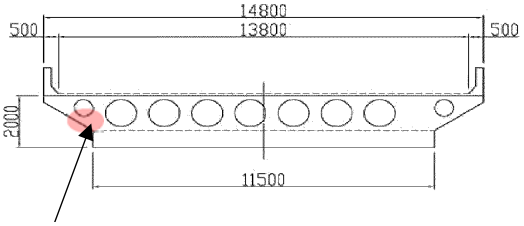
・打継目からのひび割れで「外部拘束」が主要因と疑われるもの
・張出し床版と桁の断面変化部分（設計上では見込んでない部分）に生じたひび割れであり「特殊な形状寸法」となっているもの
・桁端部の PC 鋼材定着部付近のひび割れであり PC 鋼材配置（プレストレス導入にともなう局所応力）が主要因と疑われるもの
・プレストレスの導入時に支点付近で型枠・支保工と桁の接触が主要因と考えられるもの

であった。したがって、初回点検結果から抽出されたひび割れパターン【6】のうち、耐荷性能の不足が要因となっていると疑われるものは見受けられなかった。

しかし、報告書（その１）[1] 2.3 では、供用後 2 年以内に実施する初回点検に限らない全点検データによる結果からは、PC 橋のＴ桁形式では、耐荷性能の不足が要因となっていると想定されるひび割れパターン【6】（せん断ひび割れ）の発生事例が比較的多いことが明らかになっている。また、発生事例の中でも、斜橋や曲線橋に比較的発生している事例が多く、昭和 55 年制定の土木構造物標準設計 [2] のウェブ厚の細いバルブＴ桁タイプでの発生が多いことも確認されている。

ポステンＴ桁では昭和 53 年道路橋示方書 [3]にて格子解析を標準とする旨が示されたが、まだ当時はねじりの検討に関する規定はなく、ねじりを無視した設計計算が一般的であったようである。そこで、昭和 53 年以降の主桁断面の違いに加え、設計手法の違いによる曲げせん断、ねじりせん断を比較し、せん断応力度の発生度合いや鉄筋量などの比較を行い、耐荷性能に影響を与えるひび割れパターン【6】（せん断ひび割れ）の発生リスクの可能性について検討を行う。

表-3.7.1　初期点検でのひび割れパターン【6】に分類されたひび割れ状況及び要因

ひび割れ状況	主な要因
打継目からのひび割れ  	外部拘束（温度応力、乾燥収縮） 打継目から生じているひび割れであり、新コンクリートが旧コンクリートに拘束されることによる影響が大きいと想定される。 ※打継目の外部拘束については、ひび割れパターン【11】及び【13】の検討において、その影響について検討を実施
張出し床版と桁の断面変化部分（設計上では見込んでない部分）に生じたひび割れ 	特殊な形状寸法（断面）  張出し床版と桁の断面変化部分は、設計計算上は抵抗断面として見込んでないため、最小鉄筋程度の配置となっている。しかし、実際には抵抗するためひび割れが生じた可能性がある。また桁端には落橋防止構造の設置のための打下し部があり断面剛性の急変部付近となっていることも要因と考えられる。 ※一般的な構造でないため詳細検討対象としない
桁端部の PC 鋼材定着部の付近のひび割れ 	PC 鋼材配置（プレストレス導入にともなう局所応力） PC 鋼材の定着部付近のひび割れであり、PC 鋼材の局部応力によるものと考えられる。 ※PC 鋼材の定着部付近のひび割れについては、ひび割れパターン【16】の検討において、その影響について検討を実施
支承部前面付近からの腹部への斜めひび割れ 	プレストレスの導入時に支点付近で型枠・支保工と桁の接触による施工時配慮不足 PC 鋼材の緊張時に型枠・支保工等の仮設物と桁が支承付近で接触した場合に生じるひび割れと想定される。 ※収集した資料からは、PC 鋼材緊張時の当該部分の支保工等の撤去状況が把握できなかった（要因として確定することは困難） ※なお、コンクリート道路橋施工便覧 [4] には、PC 鋼材緊張時の留意点として支保工との接触に留意することが明記されている

3.7.2　検討概要

(1) ひび割れの発生概要

検証するにあたり、昭和 55 年制定の土木構造物標準設計[2)]（バルブＴ桁）と平成 6 年制定の土木構造物標準設計[5)]（ストレートウェブＴ桁）について、適用道示、設計手法、適用範囲、断面の違いについて、**表-3.7.3** に示すようにまとめた。これによると主に**表-3.7.2** のような違いがあることがわかる。

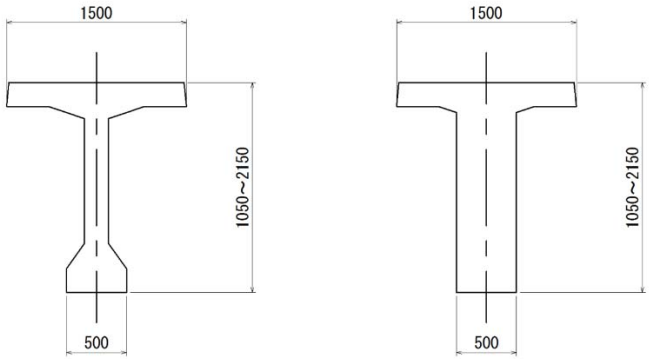
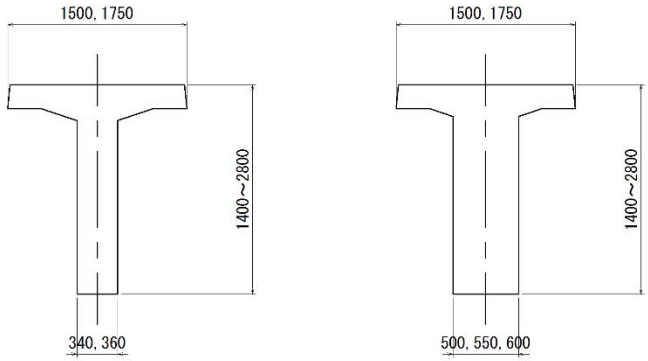
表-3.7.2　標準設計に示すポステンＴ桁の主な設計手法の違い

	S55 制定ポステン T	H6 制定ポステン T
T 桁断面	バルブ T 断面	ストレートウェブ
適用斜角の範囲	90°～60°	90°～70°
解析手法の違い	格子計算を基本 ただし、以下の条件を満たせば直交異方性版理論でもよい。 ・直橋とみなせる角度（斜角 75°以上） ・床版支間が短く版構造とみなせる。	格子計算を基本 ただし、以下の条件を満たせば直交異法性版理論でもよい。 ・直橋とみなせる角度（斜角 75°以上） ・床版支間が短く版構造とみなせる。 斜角 70°未満は、ねじり考慮の格子解析を実施

- S55 年制定のポステン T 桁は 60 度まで標準設計で用意されている（ただし、断面力の算出および構造設計においてねじりは考慮されていない）。
- H6 年制定のポステン T 桁の適用斜角は 70 度までとしており、やむを得ず 70 度未満の斜角を採用しなければならない場合は、道路橋示方書に基づきねじり剛性を考慮した格子理論により断面力を算出し、ねじりに対する検討を行い必要な鉄筋を配置することとしている。

以上、S55 年制定のポステン T 桁は、特に斜角が小さい場合にウェブ厚の違いや当時の解析手法の違いから、ひび割れが発生しやすかったものとも考えられる。

表-3.7.3　標準設計に示すポステンＴ桁の設計手法の違い

	適用道示と考え方	標　準　設　計	
昭和５５年制定	◆適用道示：昭和 53 年版 ◆道示の考え： ・７章　Tげた　7.1　設計一般　条文 **「けたの断面力は、格子構造理論により算出するのを原則とする。」** ・解説　「直橋とみなせる斜角が 75°以上の斜橋で床版支間が短く版構造とみなせる橋梁は、直交異方性版理論により断面力を算出してもよい。」 「格子構造理論により断面力を算出する場合は、けたのねじり剛性を無視して解析を行い、けたのねじりモーメントに対する検討を省略してもよい。」 ・「２章　設計計算に関する一般事項　2.6　ねじりモーメントが作用する部材　2.6.1　一般」の　解説にも上記同様の記述あり。	◆適用範囲 ・支間長：20～40m ・斜　角：90°、80°、70°、60° ・活荷重： 主桁、横桁：L-20、L-14 床版　　：T-20、T-14 ・ＰＣ鋼材： 主桁用：12T12.4mm（支間Ｌ≧28m） 12φ7mm　（支間Ｌ＜28m） 横締用：12φ5mm、12φ7mm （1T17.8mm、1T19.3mm、1T21.8mm） ・桁　高：1.05～2.15m ・断面力：ねじり剛性無視の格子計算 ・主桁間隔：2.15m 以下 ・ＰＣ鋼材配置： 支間 20m～27m：端部＋上縁定着 支間 28m～40m：端部定着	◆主桁断面図 支間中央断面　　支点断面 
平成６年制定	◆適用道示：平成６年版（平成２年も同じ） ◆道示の考え： ・７章　Tげた橋　7.3　構造解析　条文 **「(1)　けたの断面力は、格子構造理論により算出することを原則とする。ただし、直橋で床版の支間が短く版構造とみなせる場合には、直交異方性版理論により断面力を算出することができる。」** **「(2)　格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよい。」** ・(2) 解説　「斜角が 70°未満の場合にはねじりの影響が大きく現れるため、ねじり剛性を考慮して格子構造理論により解析を行い、ねじりに対する検討を行うのがよい。」	◆適用範囲 ・支間長：20～45m ・斜　角：90°、80°、70° ・活荷重：T、Ｌ荷重　Ｂ活荷重 ・ＰＣ鋼材： 主桁用：7S12.7B　（支間Ｌ≦25m） 12S12.7B（支間 25＜Ｌ≦38m） 12S15.2B（支間 38m＜Lm） 横締用：1S17.8、1S19.3、1S21.8、 12W5、12W7 ・桁　高：1.40～2.80m ・断面力：ねじり剛性無視の格子計算 ・主桁間隔： 支間Ｌ≦38m：2.23m 以下 支間Ｌ＞38m：2.48m 以下 ・ＰＣ鋼材配置：端部定着	◆主桁断面図 支間中央断面　　支点断面 

3.7.3　ひび割れ発生要因の分析

(1) 設計基準の違いによる検討

以下に示す流れで検討を行い、せん断ひび割れ発生の度合いについて**表-3.7.4** に示す検証を行うものとする。

表-3.7.4　腹部斜めひび割れ発生要因を検証するための検討項目

番号	検証項目
①	S55 年制定標準設計の検証 ・S55 年制定の標準設計について、当時の設計手法に基づきねじりを無視した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
②	S55 年制定標準設計にてねじりの検討を実施 ・S55 年制定の標準設計について、H2 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
③	H6 年制定の標準設計にてねじりの検討を実施 ・H6 年制定の標準設計について、H6 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。
④	H6 年制定の標準設計にて 60°に対する検討を実施 ・H6 年制定の標準設計にて斜角 60°とした場合、H6 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量が実際に配置可能なものか検討を行う。

検討は標準設計からランダムに抽出するのではなく、次に示す一般的な支間長と幅員の条件に対して行う。

・支間長　：　35.0m

・幅　員　：　S55 制定標準設計　全幅員 13.00m　＝　0.40+2.50+9.50+0.60m

　　H6 制定標準設計　全幅員 13.50m　＝　0.40+3.00+9.50+0.60m

パラメーターは、以下の項目とする。

・主桁の断面形状（S55 標準設計と H6 年標準設計）の違い

・斜角（90°～60°）の違い

・適用示方書（解析手法－直交異方性版理論（Guyon-Massonnet（以下「ＧＭ」という））、格子（ねじり無視)、格子（ねじり考慮)）の違い

比較検討の検討条件およびその検討結果を**表-3.7.5** に示す。

表-3.7.5　検討条件及び検討結果

No.	標準設計（年）	全幅員（m）	支間長（m）	斜角（度）	解析	ねじり剛性	適用道示	標準設計図		検討番号	検討結果				
								主桁構造	一般構造		せん断（S）	ねじり（T）	S+T	鉄筋配置	対　策
101	S55	13.000	35.000	90	GM	－－－	S55	137	2360	①	△	---	---	○	
103	S55	13.000	35.000	70	GM	－－－	S55	139	2398	①	△	---	---	○	
104	S55	13.000	35.000	60	GM	－－－	S55	140	2417	①	△	---	---	○	
201	S55	13.000	35.000	90	格子	無視	H2	137	2360	①	△	---	---	○	
203	S55	13.000	35.000	70	格子	無視	H2	139	2398	①	△	---	---	○	
204	S55	13.000	35.000	60	格子	無視	H2	140	2417	①	△	---	---	○	
303	S55	13.000	35.000	70	格子	考慮	H2	139	2398	②	△	△	△	■	要配筋見直し
304	S55	13.000	35.000	60	格子	考慮	H2	140	2417	②	△	△	△	■	要配筋見直し
501	H06	13.000	35.000	90	GM	－－－	H6	091	1289	③	△	---	---	○	
601	H06	13.000	35.000	90	格子	無視	H6	091	1289	③	△	---	---	○	
603	H06	13.000	35.000	70	格子	無視	H6	093	1341	③	△	---	---	○	
604	H06	13.000	35.000	60	格子	無視	H6	---	---	④	△	---	---	○	
703	H06	13.000	35.000	70	格子	考慮	H6	093	1341	③	△	△	△	■	要配筋見直し
704	H06	13.000	35.000	60	格子	考慮	H6	---	---	④	△	△	◆	■	要断面 or ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ見直し

表-3.7.5 に示す①～④検討番号に関する補足事項

① S55 年制定の標準設計（90°～60°）について、当時の設計手法に基づきねじりを無視した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。

従来から道示では、構造解析（断面力の算出）は格子計算が原則となっているが、斜角が 75°以上で床版支間が短く版構造とみなせる場合は直交異方性版理論（GM）によって行ってもよいとされていた。そのため、GMによる計算【No.101、103、104】 および、ねじり剛性を無視した格子計算【No.201、203、204】により断面力を算出する。

② S55 年制定の標準設計（90°～60°）について、H2 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。そのため、道示に示す 70°未満は、ねじり剛性を考慮した格子計算により断面力を算出する。（比較のため 70°も対象）【No.303、304】

③ H6 年制定の標準設計（90°～70°）について、H6 年以降の設計手法に基づきねじりを考慮した検討を行い、その時のせん断に対する配筋量と標準設計の配筋量を比較する。そのため、比較対象とするため、GM及びねじり剛性を無視した格子計算により断面力を算出する。【No.501、601】

また、70°の場合、ねじり剛性を考慮した場合としない場合の格子計算により断面力を算出する。【No.603、703】

④ H6 年制定の標準設計にて斜角 60°とし、ねじりを考慮しない場合と、考慮した場合の検討を行い、その時のせん断に対する配筋量が実際に配置可能なものか検討を行う。そのため、60°の場合、ねじり剛性を考慮した場合としない場合の格子計算により断面力を算出する。【No.604、704】

※表 3.7.5 の検討結果について

○：標準設計の鉄筋配置（基本的にはスターラップ）からの変更の必要はなく、計算により求められた必要および最小鉄筋を満足している。

△：設計荷重時の平均せん断応力度がコンクリートが負担できるせん断応力度を超えているため、必要鉄筋量の計算を行い必要量を配置しなければならない。

◆：設計荷重時の斜引張応力度が許容値を超えているため、断面またはプレストレスの見直しを行わなければならない。

■：標準設計の鉄筋配置（基本的にはスターラップ）では、計算により求められた必要及び最小鉄筋を満足することができないため、配筋の見直しを行わなければならない。

(2) 検討結果

・No.203 と 303、204 と 304 は、ねじりを考慮するか否かの違いだけであり、ねじり考慮の場合にはねじり鉄筋の配置が必要となる。

・H2 年道示改定前のケースでは、斜角 70°未満で道示に従いねじりを考慮しない場合は、ねじり鉄筋が配置されておらず、ひび割れが発生しやすい。

・H2 年以降は、道示にて斜角 70° 未満はねじり考慮の旨が示されたため、ねじりせん断ひび割れの発生確率は低いと考えられる。

(3) 検討結果の考察

・S55 年制定のポステン T 桁橋

昭和 55 年制定のポステン T 桁は斜角が 60° までの標準設計があり、平成 2 年に道路橋示方書が改訂されるまでは、断面力の算出および構造検討や鉄筋の計算の際にねじりを考慮せず設計が行われていた。このため、以下のような原因でひび割れが生じる可能性があったと言える。

・道示 53 年版を適用して設計された斜角 60° のポステン T 桁は、スターラップ等の配筋は曲げせん断力のみで検討され、ねじりに対し検討されていない。そのため、ウェブの拡幅終了位置付近から支間長の 1/4 点付近までのウェブ厚が薄くなる範囲でねじりによってひび割れが発生しやすい。

・斜角が 70° の場合でも、片歩道などの幅員方向に非対称断面の場合は、ねじりの影響を受けて斜角が 60° の場合と同じようにウェブの拡幅終了位置付近から支間長の 1/4 点付近までのウェブ厚が薄くなる範囲でひび割れが発生しやすい。

・平成 2 年の道示改定による影響

平成 2 年の道路橋示方書の改定により、斜角が 70° 未満の場合はねじりに対する検討が追加された。この時、新たな道路橋示方書に則って設計されていれば、ねじりに対する鉄筋の検討が行われ必要な鉄筋が配置されることとなり、ひび割れの発生をコントロール出来たと考えられる。

しかし、斜角が 70° 以下であっても S55 年制定の標準設計時の考え方、標準配筋を重視した設計ケースもあり、その場合は、ひび割れが発生する可能性が高い。

・平成 6 年制定のポステン T 桁橋

平成 6 年以降のポステン T 桁の標準設計は斜角が 70° までに限定され、斜角が 70° 未満は、標準設計から逸脱する範囲となる。そのため、70° 未満の橋の設計は、それぞれの設計者の判断で、ねじりを考慮して断面力の算出および構造検討や鉄筋の計算を行うことで、ひび割れの発生をコントロールしている。ただし、斜角が 70° とした場合は、ねじりを考慮するケースとしないケースでは必要鉄筋量が異なってくることから、ねじりを考慮していない場合は、ウェブの拡幅終了位置付近から支間長の 1/4 点付近までのウェブ厚が薄くなる範囲でひび割れが発生する可能性はある。

次ページ以降に NO.303 のケースで検討した結果を示す。

NO.303 の検討条件

主桁断面　　S55 年制定　下フランジ付

斜角　　70°

解析手法　　ねじり考慮の格子解析

適用道示　　平成 2 年道示

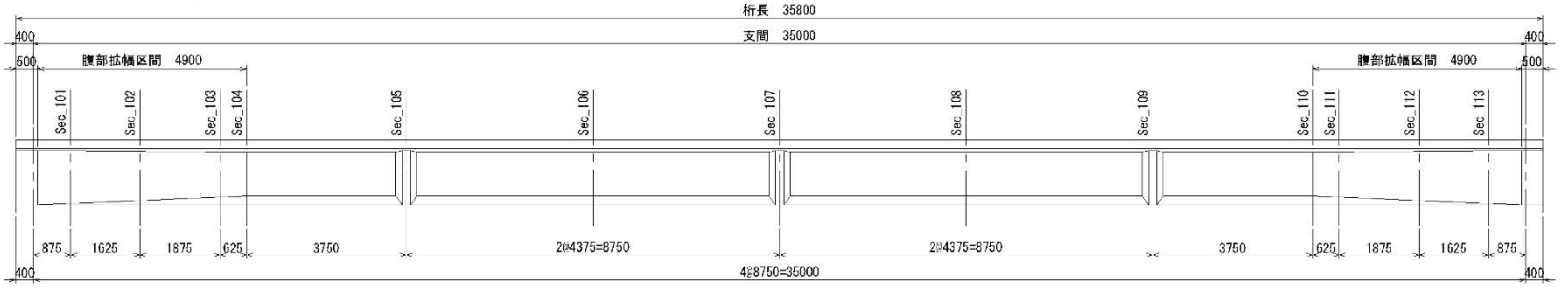
表-3.7.6 は、腹部のスターラップ配筋を S55 の標準設計に準じている。

表-3.7.7 は、設計計算結果により、配筋を見直した結果となっている。

この結果、ねじりに対し許容値内に制限するにはスターラップピッチを D13ctc150 から D19ctc150 に変更する必要があることが分かる。

■検討結果

■NO.303_S55W13L35A70_MST（検討②）



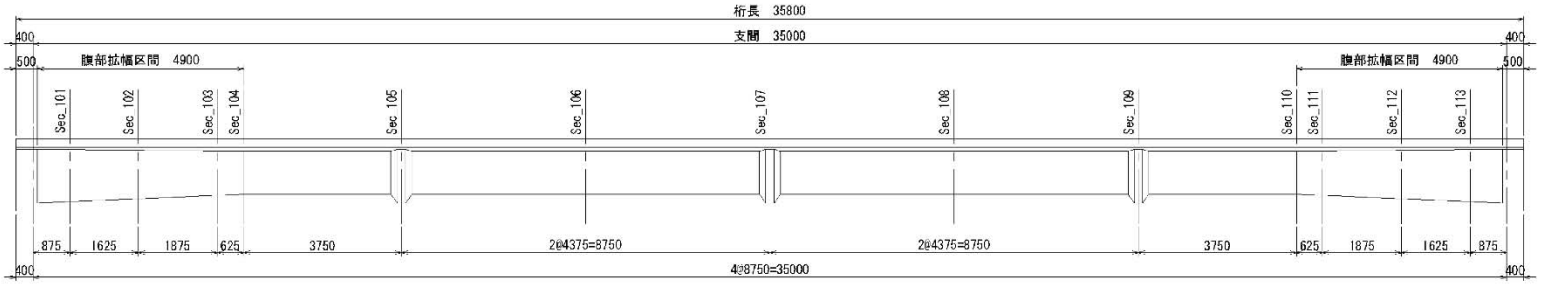
・S55年標準設計　70°　断面力：格子計算（ねじり考慮）

設計断面				SEC_101	SEC_102	SEC_103	SEC_104	SEC_105	SEC_106	SEC_107	SEC_108	SEC_109	SEC_110	SEC_111	SEC_112	SEC_113	許容値
左支点からの距離			(m)	0.875	2.500	4.375	5.000	8.750	13.125	17.500	21.875	26.250	30.000	30.625	32.500	34.125	―――
せん断S	設計荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	4.7	5.1	6.2	6.8	4.4	5.3	2.5	5.4	4.3	6.7	6.3	5.2	4.8	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	10.8	12.2	15.4	17.4	12.7	10.0	5.5	10.2	12.5	17.2	15.5	12.3	10.8	53.0
	設計荷重時斜引張応力度		(kgf/cm^2)	0.9	0.9	1.1	1.3	0.5	0.7	0.2	0.8	0.5	1.2	1.1	1.0	0.9	10.0
ねじりT	設計荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	6.9	10.6	18.2	7.8	7.8	5.4	4.2	3.4	4.2	4.2	15.0	8.8	5.7	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	13.8	21.3	36.5	15.5	15.5	10.7	8.4	8.4	12.4	12.4	30.7	17.9	11.6	53.0
	設計荷重時斜引張応力度		(kgf/cm^2)	1.3	2.5	6.2	1.2	1.6	0.9	0.7	0.4	0.5	0.4	4.4	1.7	0.9	10.0
S＋T	設計荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	11.6	15.8	24.4	14.6	12.2	10.8	6.7	8.8	8.5	10.9	21.3	14.0	10.5	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	23.6	32.5	50.8	31.6	27.7	20.7	13.9	18.6	24.1	28.0	45.1	29.1	21.5	61.0
	設計荷重時斜引張応力度		(kgf/cm^2)	3.8	5.6	10.4	4.3	3.5	3.1	1.5	2.1	1.8	2.7	8.3	4.6	3.2	13.0
斜引張鉄筋（片側あたり）	計算による必要鉄筋量	最小鉄筋量	(mm^2)	452.6	353.1	238.3	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	238.3	353.1	452.6	―――
		必要鉄筋量	(mm^2)	0.0	9.3	174.1	224.4	102.2	24.4	0.0	30.2	97.0	218.7	181.0	14.1	0.0	―――
		ねじり横方向	(mm^2)	516.2	711.4	1262.2	626.5	626.5	435.0	341.9	342.2	489.0	489.0	1060.9	598.0	433.9	―――
		必要最小	(mm^2)	516.2	720.7	1436.3	851.0	728.7	459.5	341.9	372.4	586.0	707.7	1241.9	612.1	452.6	―――
	実配置鉄筋量（標準配置）	鉄筋標準径	(mm)	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	D13	―――
		標準間隔	(mm)	150	150	150	150	300	300	300	300	300	150	150	150	150	―――
		鉄筋量	(mm^2)	844.7	844.7	844.7	844.7	422.3	422.3	422.3	422.3	422.3	844.7	844.7	844.7	844.7	―――
判定				OK	OK	NG	NG	NG	NG	OK	OK	NG	OK	NG	OK	OK	―――

・設計時の平均せん断応力度は、せん断とねじりを合成した際にはすべての設計断面でコンクリートが負担できるせん断応力度を超えているが、終局時の平均せん断応力度および設計時の斜引張応力度は許容値を満足している。一方、配筋については標準設計の鉄筋配置のままではねじりモーメントに対する横方向鉄筋の必要鉄筋量を満足することができないため、これを満足するように配筋を見直す必要がある。

■検討結果

■NO.303_S55W13L35A70_MST（検討②）



・S55年標準設計　70°　断面力：格子計算（ねじり考慮）＿配筋調整

設計断面				SEC_101	SEC_102	SEC_103	SEC_104	SEC_105	SEC_106	SEC_107	SEC_108	SEC_109	SEC_110	SEC_111	SEC_112	SEC_113	許容値
左支点からの距離			(m)	0.875	2.500	4.375	5.000	8.750	13.125	17.500	21.875	26.250	30.000	30.625	32.500	34.125	------
せん断S	設計荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	4.7	5.1	6.2	6.8	4.4	5.3	2.5	5.4	4.3	6.7	6.3	5.2	4.8	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	10.8	12.2	15.4	17.4	12.7	10.0	5.5	10.2	12.5	17.2	15.5	12.3	10.8	53.0
	設計荷重時斜引張応力度		(kgf/cm^2)	0.9	0.9	1.1	1.3	0.5	0.7	0.2	0.8	0.5	1.2	1.1	1.0	0.9	10.0
ねじりT	設計荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	6.9	10.6	18.2	7.8	7.8	5.4	4.2	3.4	4.2	4.2	15.0	8.8	5.7	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	13.8	21.3	36.5	15.5	15.5	10.7	8.4	8.4	12.4	12.4	30.7	17.9	11.6	53.0
	設計荷重時斜引張応力度		(kgf/cm^2)	1.3	2.5	6.2	1.2	1.6	0.9	0.7	0.4	0.5	0.4	4.4	1.7	0.9	10.0
S＋T	設計荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	11.6	15.8	24.4	14.6	12.2	10.8	6.7	8.8	8.5	10.9	21.3	14.0	10.5	5.5
	終局荷重時平均せん断応力度		(kgf/cm^2)	23.6	32.5	50.8	31.6	27.7	20.7	13.9	18.6	24.1	28.0	45.1	29.1	21.5	61.0
	設計荷重時斜引張応力度		(kgf/cm^2)	3.8	5.6	10.4	4.3	3.5	3.1	1.5	2.1	1.8	2.7	8.3	4.6	3.2	13.0
斜引張鉄筋（片側あたり）	計算による必要鉄筋量	最小鉄筋量	(mm^2)	452.6	353.1	238.3	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	238.3	353.1	452.6	------
		必要鉄筋量	(mm^2)	0.0	9.3	174.1	224.4	102.2	24.4	0.0	30.2	97.0	218.7	181.0	14.1	0.0	------
		ねじり横方向	(mm^2)	516.2	711.4	1262.2	626.5	626.5	435.0	341.9	342.2	489.0	489.0	1060.9	598.0	433.9	------
		必要最小	(mm^2)	516.2	720.7	1436.3	851.0	728.7	459.5	341.9	372.4	586.0	707.7	1241.9	612.1	452.6	------
	実配置鉄筋量（配置検討）	鉄筋標準径	(mm)	D19	D19	D19	D16	D13	D13	D13	D13	D13	D16	D19	D19	D19	------
		標準間隔	(mm)	150	150	150	150	150	150	300	150	150	150	150	150	150	------
		鉄筋量	(mm^2)	1910.0	1910.0	1910.0	1324.0	844.7	844.7	422.3	844.7	844.7	1324.0	1910.0	1910.0	1910.0	------
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	------

・前項の必要鉄筋量を満足させるため鉄筋径のランクアップまたは鉄筋配置間隔の調整を行った。鉄筋量については、標準設計に比べ断面積比で約２倍の鉄筋を配置しなければ必要鉄筋量を満足しないことがわかった。

(4) まとめ

今回行った試設計の結果と、ポステンＴ桁（標準設計）および道路橋示方書の変遷などに着目して、実際にひび割れが発生しているポステンＴ桁の調査を行い、それと比較することでひび割れ発生要因の特定に繋がるのではないかと思われる。

S55 年度の標準設計では、斜角 60° まで用意されており、道路橋示方書の考え方もねじり剛性を考慮した格子解析の考え方も導入されておらず、標準化されていなかったことから、当時の設計物件はねじりせん断によるひび割れが生じやすい構造であったと判断される。

しかし、現在の道路橋示方書は、ねじりに対する考え方、適用範囲を明確に示しており、道路橋示方書に準じ設計を行っていれば、ねじりによるウェブ斜めひび割れは発生しないものと考えられる。

【3.7 の参考文献】

1) 国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書 第910号, 土木研究所 共同研究報告書 第468号, プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その１）, 2016
2) 土木構造物標準設計, 建設省, 1980
3) 道路橋示方書・同解説 昭和53年1月, 社団法人日本道路協会, 1978
4) コンクリート道路橋施工便覧 平成10年1月, 社団法人日本道路協会, 1998
5) 土木構造物標準設計, 建設省, 1994
6) 道路橋示方書・同解説 平成2年2月, 社団法人日本道路協会, 1990

3.8 まとめ（初期変状の発生要因）

本章では、定期点検結果の分析（2 章）より、「外部拘束（打継目）」、「内部拘束（水和熱）」「PC 鋼材配置（局所応力、プレストレス分力）」「施工条件（環境条件、養生期間、架設方法等）」が、初期変状発生の主要因として疑われたことから、これらが初期変状発生の主要因であることを確認するため、変状事例として多い初期変状パターンを対象として、施工記録や設計図書の調査、実橋計測、解析的検討により疑われたこれらの要因が変状発生リスクに及ぼす影響の評価等を行い、初期変状要因についての分析を実施した。

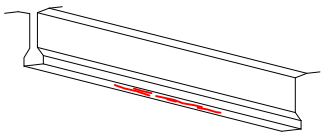
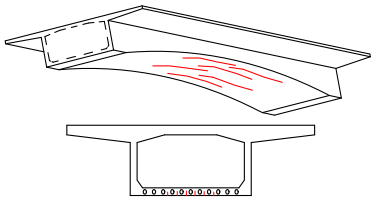
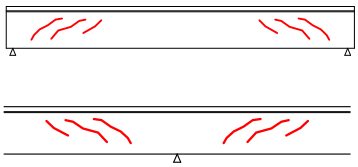
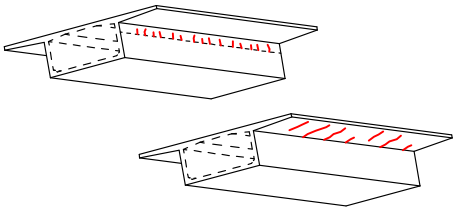
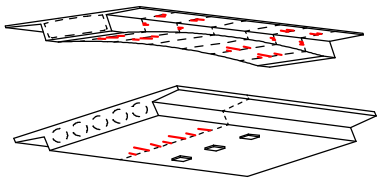
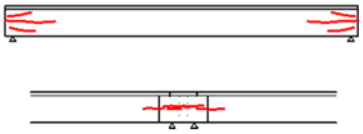
本章での初期変状発生要因に関する検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 3.2 では、工事記録や設計図書を調査するとともに解析的検討により、PC 鋼材のプレストレス分力（腹圧力）の影響に対する配慮不足が初期変状発生の主要因であり、「PC 鋼材配置（本数、配置位置）」を工夫することにより変状発生リスクを低減可能であることを確認した。
- 3.3 では、張出架設で施工した実橋の施工時計測より、ひび割れが発生したタイミングがひび割れ発生箇所に「施工条件（手順）」により自重が作用し引張応力が生じるタイミングと外気温が下がり「外部拘束」の影響が大きくなるタイミングが重なる時であったことを確認した。
- 3.4 及び 3.5 では、「外部拘束（温度応力、乾燥収縮）」の影響を受ける打継部について、温度応力と乾燥収縮の影響の程度について解析的検討による検証を実施し、その影響が変状発生リスクに与える影響が大きいことを確認した。また、温度応力や乾燥収縮の影響が大きくなるような悪条件（環境条件、施工条件、気候条件等）が重なると、部位によってはこの影響だけでコンクリート引張強度に近い引張応力が発生する可能性があることを確認した。
- 3.6 では、桁端部について解析的検討により「PC 鋼材配置（PC 鋼材定着具の背面の局所応力）」の影響及び「内部拘束（水和熱）」の影響について検証を実施し、その影響がひび割れ発生要因であることを確認した。
- 3.7 では、点検調書や工事記録、設計図書を再度詳細に調査し、「外部拘束（温度応力、乾燥収縮）」「PC 鋼材配置（局所応力）」「施工時の配慮不足」がひび割れ発生要因であることを確認した。

明らかな設計上の配慮不足や施工時の不備が要因と考えられるものを除くと、これら上述のそれぞれの要因が単独でひび割れ発生の要因となることはまれであるといえるが、これらの影響が大きくなるような悪条件(たとえば､温度応力を大きくする不利な環境条件、施工条件、気候条件等）が重なった場合や、全く異なる要因が組合わされた場合（たとえば、温度応力の影響が大きくなるタイミングと施工時作用が大きくなるタイミングが重なった場合等）には、ひび割れが生じる可能性があることもわかった。

なお､今回対象とした変状事例として多い初期変状パターンについて､複数の要因の中から主要因と考えられるものを**表-3.8.1** に示す。

表-3.8.1　変状事例として多い初期変状パターンの主要因

ひび割れの種類	主要因
【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ  【4】変断面桁の下フランジの PC 鋼材に沿ったひび割れ 	・プレストレス導入によるプレストレス力の鉛直方向分力（腹圧力） ※ひび割れ発生位置等は点検では【3】に分類されていたが、詳細分析から【4】【13】【16】に類するひび割れと判断されるものもあった。
【6】支点付近のウェブ斜めひび割れ 	・緊張時の支保工・型枠解体不備によるプレストレッシングによる部材の弾性変形の拘束 ※ひび割れ発生位置等は点検では【6】に分類されていたが、詳細分析から【11】【13】【16】に類するひび割れと判断されるものもあった。
【11】ウェブとフランジの打継目近傍の直角方向ひび割れ 	・新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力
【13】主桁鉛直打継目の橋軸方向ひび割れ 	・新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力
【16】端支点部ウェブの水平～放射状ひび割れ 	・支点横桁部がマスコンとなり、水和熱による同一部材内での内外部の大きな温度差が生じることにより発生する引張応力（温度応力） ・PC 鋼材が桁端部に定着されることにともなう PC 鋼材定着具背面に生じる局所的な引張応力

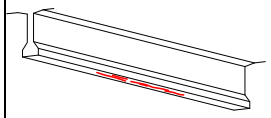
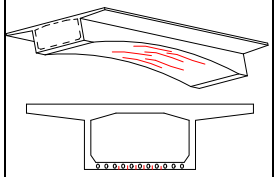
４章　まとめ（初期変状抑制のための対策）

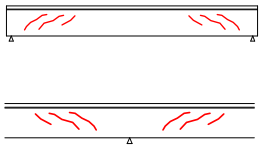
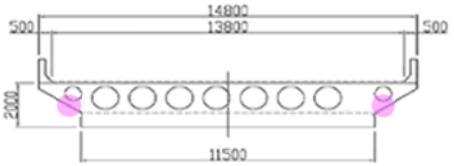
本共同研究では、定期点検結果を分析し、PC 橋では初期変状の抑制が高品質な PC 橋を構築する上で効果的であることを確認した。そのうえで、初期変状の主たる要因及び初期変状を抑制するための対策について検討を実施してきた。

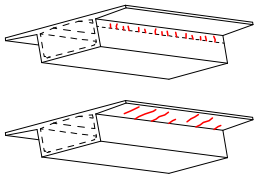
表-4.1 に、本共同研究で実施した検討の結果から、変状発生事例の多い初期変状（ひび割れ）の発生を抑制するために有用と考えられる留意点および対策案の例を示す。ただし、前述したようにひび割れは多種多様であり、かつ複数の要因が複合的に作用した結果生じるものである。このことは、本共同研究で実施した検討から確認されており、悪条件が重なった場合には、初期変状（ひび割れ）が生じる可能性は捨てきれない。したがって、ここで示された対策の実施は、初期変状を発生させないことを保証するものではないが、**表-4.1** の対策等を実施することにより初期変状（ひび割れ）発生リスクを低減することが可能である。

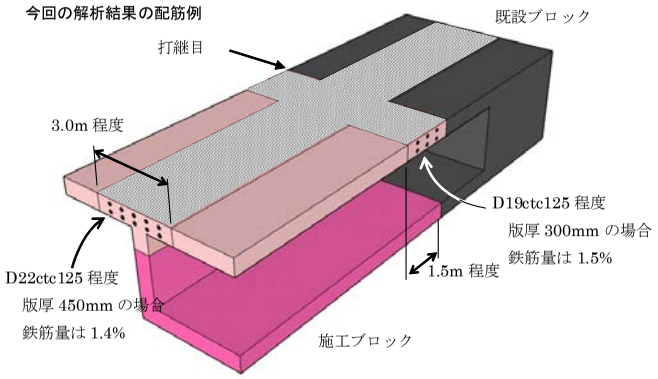
なお、**表-4.1** には「3.2 主桁下面の橋軸方向ひび割れ」の**表-3.2.3** で赤く着色した 4 橋に対する分析から得られた留意点も併せて示した。詳細な分析内容は、本報告書の巻末に**参考資料１**としてまとめている。

表-4.1 初期変状リスクを低減するために有用と考えられる留意点及び対策案の例

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[本書 3.2] 【3】主桁下面の橋軸方向ひび割れ  【4】変断面桁の下フランジの PC 鋼材に沿ったひび割れ  【主要因】 ・ PC 鋼材配置（プレストレス導入によるプレストレス力の鉛直方向分力（腹圧力））	■部材配置段階 ・ 変断面箱桁橋の下床版に PC 鋼材を配置する場合には、桁高変化をできるだけ緩やかにし、部材厚を厚くする。 ・ 腹圧力が作用すると想定される範囲には、できるだけ打継目や定着突起を設けない。 ・ 下床版に PC 鋼材を配置する場合には、できるだけウェブ近傍に配置し、床版支間中央部には配置しない。 ・ 下床版に配置する PC 鋼材は、できるだけ本数を少なくする。 ・ 曲線橋のウェブに PC 鋼材を配置する場合も、水平方向の腹圧力に対し、上記と同様の観点の配慮が必要となる。 ■構造解析段階 ①補強鉄筋による対策案 ・ 腹圧力を加味して算出した下床版に配置した鉄筋に生じる応力度を 140N/mm^2 程度に制限する。 ・ 上述のとおり鉄筋応力度を 140N/mm^2 程度に抑えるとともに鉄筋の配置間隔を小さくする（125mm 程度）。	—	・ 腹圧力が 1 断面に集中して作用することがないように、施工誤差により局所的な折れが生じないように配慮する。 ※なお、ひび割れ発生位置などから点検では【3】に分類されていたが、詳細分析より【11】【13】【16】に類すると考えられるひび割れが多数含まれていた。これらについての対策案は、【11】【13】【16】に記載している対策が有用と考えられる。

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[本書 3.7] 【6】支点付近のウェブ斜めひび割れ  【主要因】 ・ 施工（緊張時の支保工・型枠解体不備によるプレストレッシングによる部材の弾性変形の拘束）	■部材配置段階 ・ プレストレスの導入時に仮設物（支保工・型枠）が部材の弾性変形を拘束することがないような部材形状とする。 ・ 拘束が懸念される場合には、懸念される事象について設計図書に示し、施工に引き継ぐ。 ・ 張出床版下面のハンチ部分は、荷重の分担や温度応力の影響などを考慮にいれて部材配置を検討する必要がある。  ・ 打継目を設ける場合は、パターン【11】【13】の留意点も参考にするとよい。 ■構造解析段階 ・ ねじりを考慮する。	—	・ 緊張作業実施前には、プレストレスを導入する部材のプレストレッシングによる変形を仮設物（支保工・型枠）と部材が接触し、拘束するようなことがないことを事前に確認することが重要である。

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[本書 3.4] 【11】ウェブとフランジの打継目近傍の直角方向ひび割れ  【主要因】 ・ 外部拘束（新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力）	■部材配置段階 ・ 打継目位置によって発生する引張応力は増減するため、打継目を設ける場合には、予め設置位置についての検討が必要となる。 ・ 張出し床版長を短くして、活荷重、鉄筋拘束力等の外部拘束以外の要因の影響を低減することも考えられる。 ■構造解析段階 ①引張応力度を打消す対策案 ・ 橋軸方向のプレストレスの導入を検討する。 ②補強鉄筋を配置する対策案 ・ 補強鉄筋の配置により、発生応力を分散させ、ひび割れの発生を抑制する。 本共同研究の検討結果より、当該ひび割れ抑止のためにポステン箱桁には以下に示す程度の補強鉄筋は配置するのがよいと考えられる。(構造条件や環境条件等の厳しい組合せを考慮した場合の一例) 中間床版の橋軸直角方向 ･･･D19ctc125 程度 張出床版と上床版の橋軸方向 ･･･D22ctc125 程度	①コンクリートの最高到達温度を低減する対策案 ・ 発熱量を抑えるためにセメント種別について検討する。 ・ 単位セメント量の低減に配慮した配合について検討する。 ・ パイプクーリングの実施など養生方法について検討する。 ・ 実施工におけるコンクリートの配合や養生方法が決定した段階で、解析条件からの変更があれば、低減効果について再検討し補強対策の見直しを行う。 ②コンクリートの収縮を抑制する対策案 ・ 混和材の使用を検討する。 ※膨張材は、材齢初期のコンクリートに膨張をもたらすが、その後の乾燥収縮ひずみを低減するものではない。このため、膨張材の使用を検討する場合は、その特性を適切に評価する必要がある（例えば参考文献 1)）。 ・ 養生期間の延長、保湿性の高い養生マットの使用による初期の乾燥収縮の抑制など、養生方法について検討する。 ・ 実施工におけるコンクリートの配合や養生方法が決定した段階で、解析条件からの変更があれば、低減効果について再検討し補強対策の見直しを行う。	①コンクリートの最高到達温度を低減する対策案 ・ コンクリートの練り上がり温度の抑制を行う。（骨材に直射日光を当てない、散水により粗骨材の温度を低くするなどプレクーリングした骨材を用いる。低温の練混ぜ水を用いる。液体窒素を用いてコンクリートを冷却する） ・ コンクリートの打設時期や時間帯に配慮する。(打設時の環境温度がなるべく低くなるような施工計画とする。)



補強鉄筋の配置案

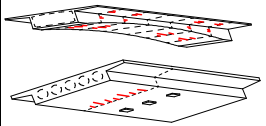
・寸法条件、材料条件、環境条件、施工条件など条件が異なれば発生する応力も異なるため、本共同研究と条件が異なる場合は、再検討が必要である。

③引張応力度を打消す対策案

・コンクリートの試験練りの結果や該当箇所の場所打ちコンクリートと同条件で養生した供試体の圧縮強度試験結果を確認し、プレストレスの導入時期や導入量について見直しを行う。

④補強鉄筋を配置する対策案

・実施工におけるコンクリートの配合や養生方法が決定した段階で、解析条件からの変更があれば、低減効果について再検討し補強対策の見直しを行う。

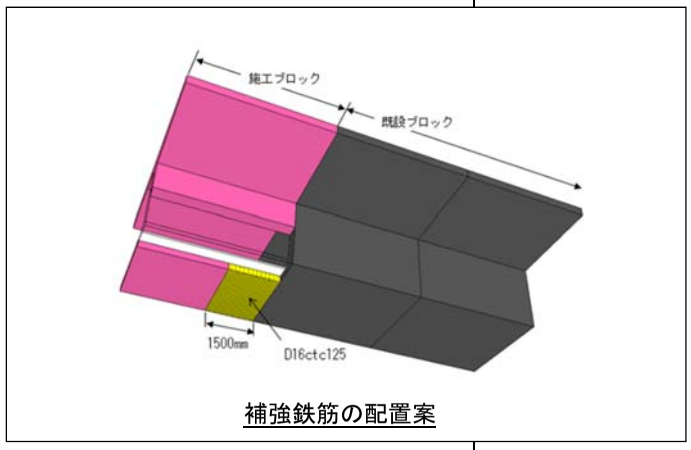
<table>
<tr><th rowspan="2">ひび割れの種類
と主要因</th><th colspan="3">留意点および対策案</th></tr>
<tr><th>設計の段階から考慮すべき事項</th><th>施工の段階で調整が必要になる事項</th><th>施工の段階で新たに考慮する事項</th></tr>
<tr>
<td>[本書 3.5]
【13】主桁鉛直打継目の橋軸方向ひび割れ
 
【主要因】
・ 外部拘束（新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力）</td>
<td>■部材配置段階
・ 打継目位置によって発生する引張応力は増減するため、打継目を設ける場合には、予め設置位置についての検討が必要となる。
・ 腹圧力発生箇所や定着突起の近傍にはできるだけ打継目を設けないようにする。

■構造解析段階
・ 補強鉄筋の配置により、発生応力を分散させ、ひび割れの発生を抑制する。

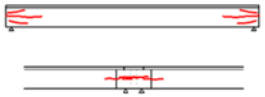
本共同研究の検討結果より、当該ひび割れ抑止のためにポステン箱桁には以下に示す程度の補強鉄筋は配置するのがよいと考えられる。(構造条件や環境条件等の厳しい組合せを考慮した場合の一例)

下床版橋軸方向
･･･D13～D16ctc125 を打継目から 750～1500mm の区間に配置する。

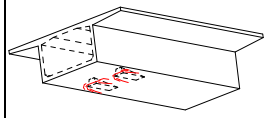
・ 寸法条件、材料条件、環境条件、施工条件など条件が異なれば発生する応力も異なるため、本共同研究と条件が異なる場合は、再検討が必要である。</td>
<td>①※コンクリートの最高到達温度を低減する対策案
②※コンクリートの収縮を抑制する対策案
※上記の①～②の対策はひび割れの種類【11】と同様（ひび割れ発生主要因が同じため）

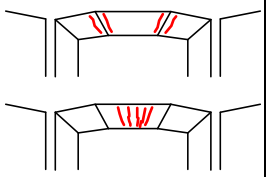
③補強鉄筋を配置する対策案
・ コンクリートの配合や養生方法が決定した段階で、解析条件からの変更があれば、低減効果について再検討し補強対策の見直しが必要。
 

補強鉄筋の配置案</td>
<td>①※コンクリートの最高到達温度を低減する対策案
※上記の①の対策はひび割れの種類【11】と同様（ひび割れ発生主要因が同じため）</td>
</tr>
</table>

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[本書 3.6] 【16】端支点部ウェブの水平～放射状ひび割れ  【主要因】 ・ PC 鋼材配置(PC 鋼材が桁端部に定着されることにともなう PC 鋼材定着具周辺に生じる局所的な引張応力) ・ 内部拘束（支点横桁部がマスコンとなり、水和熱による同一部材内での内外部の大きな温度差が生じることにより発生する引張応力（温度応力））	■部材配置段階 ・ 各 PC 鋼材の定着具の中心間隔をできるかぎり大きくとる。 ・ 桁端部の定着部の縁端距離を大きく確保する。たとえば、定着具側面のウェブを増厚する構造について検討するなどが考えられる。 ・ 定着具が 1 ヶ所に集中しない部材断面を確保する。条件により困難な場合は内外ケーブルを併用した構造について検討することが考えられる。 ・ 端支点部は PC 鋼材定着具の箱抜き、伸縮装置の切欠き、張出し床版、横桁などが組合わされ複雑な形状となる場合が多いため、応力の流れがスムーズとなるような形状について検討することも必要となる。 ■構造解析段階 ①補強鉄筋の配置に関する留意点 ・ 適切な補強鉄筋が配置可能となるように PC 鋼材の定着具の中心間隔を確保する。（3D-CAD など（CIM）を活用し設計段階から、各種部材や鉄筋等の干渉を確認することも有用。） ②※コンクリートの最高到達温度を低減する対策案 ※上記の②の対策はひび割れの種類【11】と同様（ひび割れ発生主要因が同じため）	①補強鉄筋の配置に関する留意点 ・ 鋼材のあきが確保できない場合には、補強鉄筋の配置や部材寸法について再検討をおこなう。 ②※コンクリートの最高到達温度を低減する対策案 ※上記の②の対策はひび割れの種類【11】と同様（ひび割れ発生主要因が同じため）	①補強鉄筋の配置に関する留意点 ・ 配筋が密でコンクリートの充填性に懸念がある場合には、充填が確認できる型枠構造について検討する。 ②※コンクリートの最高到達温度を低減する対策案 ※上記の②の対策はひび割れの種類【11】と同様（ひび割れ発生主要因が同じため）

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[本書 3.3] 実橋における施工時挙動計測と再現解析 【主要因】 ・施工（急速施工等による強度発現が十分でないコンクリートへの荷重の載荷や温度応力）	①施工時許容応力度による対策案 ・コンクリートの発現強度を考慮して施工時のコンクリートの許容応力度を設定する。 本共同研究の検討結果より、施工時のコンクリートの許容応力度は、設計時に発生すると想定している応力度と各強度（発現強度）の比率が、曲げ引張強度で 1.7※程度、曲げ圧縮強度で 3.0※程度、軸圧縮強度で 3.5※程度、斜め引張強度で 2.5※程度（温度変化の影響を考慮した場合は、曲げ引張強度で 1.5 程度、曲げ圧縮強度で 2.5 程度、軸圧縮強度で 3.0 程度、斜引張強度で 2.2 程度。部分係数設計法ではこれと同程度の比率を確保。）以上となるように設定するのがよいと考えられる。 ※H24 道路橋示方書までの設計基準で規定されてきたコンクリートの許容応力度が、打設日より 28 日後のコンクリートの発現強度を基準として定めていたことを参考に、発現強度に対して同程度の安全率を確保するように設定している。	①施工時許容応力度による対策案 ・コンクリートの試験練りの結果や該当箇所の場所打ちコンクリートと同条件で養生した供試体の圧縮強度試験結果を確認し、必要があれば施工イベントの時期を見直す必要がある。 ・設計段階から施工順序や施工荷重などの施工条件が変更となった場合は、施工時の応力状態について再検討する必要がある。	―

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[参考資料1 橋梁No.6] 【29】PC 鋼材定着部（定着突起）付近のひび割れ  【主要因】 ・PC鋼材配置（プレストレス力による定着突起背面引張力及び周辺に配置されている下床版ケーブルの腹圧力） ・外部拘束（新ブロック打設の硬化にともなう水和熱の低下（温度変化）及び乾燥収縮による体積変形を旧ブロックが拘束することにより発生する引張応力）	■部材配置段階 ・定着突起は、腹圧力の発生箇所や打継目近傍などの引張応力の発生が懸念される箇所をできるだけ避けて配置する。 ・部材配置段階から、補強鉄筋を配置した状態でも、コンクリートの充填性が確保され、さらに充填されていることが確認できる部材配置について検討する。 ■構造解析段階 ・設計で想定した応力状態に応じた補強鉄筋の配置を行う必要がある（断面の引張域にその引張応力度を負担させたい補強鉄筋を配置する）。	・鋼材のあきが確保できない場合には、補強鉄筋の配置や部材寸法について再検討を行う。	・配筋が密でコンクリートの充填性に懸念がある場合には、充填が確認できる型枠構造について検討する。

ひび割れの種類と主要因	留意点および対策案		
	設計の段階から考慮すべき事項	施工の段階で調整が必要になる事項	施工の段階で新たに考慮する事項
[参考資料 1 橋梁 No. 19] 【23】連続床版下面に発生している橋軸方向ひび割れ  【主要因】 ・ PC 鋼材配置（上床版架設ケーブルによるプレストレス力の水平方向分力（腹圧力）） ・ 外部拘束	■部材配置段階 ・ 上床版架設ケーブルの水平方向の偏曲点位置はできるだけ分散させる。 ・ 上床版のハンチ長さを、架設ケーブルの配置幅を包括するような長さで設ける。 ■構造解析段階 ・ 床版の付け根、床版支間中央だけでなく、床版厚変化点の応力状態も確認し、必要があればプレストレスの導入や補強鉄筋の配置などを検討する。 ※旧ブロックの拘束の影響を低減する対策は上記【11】【13】と同様。	※旧ブロックの拘束の影響を低減する対策は上記【11】【13】と同様。	・ 上床版架設ケーブルに先立って、床版横締めケーブルを緊張し、予め橋軸直角方向にプレストレスを導入する。 ※旧ブロックの拘束の影響を低減する対策は上記【11】【13】と同様。

【４章の参考文献】

1) 膨張材によるコンクリートの収縮低減，松本健一，片平博，渡辺博志，土木技術資料 Vol.53 No.9，pp.36-39，一般財団法人土木研究センター，2011

参考資料

1. 初回点検橋梁の詳細分析（腹圧力の影響）
2. パラメータ解析データ（ＰＣ箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ）
3. パラメータ解析データ（分割施工における新旧打継ぎ目のひび割れ）
4. 実橋における施工時挙動の再現解析データ

参考資料１： 初回点検橋梁の詳細分析（腹圧力の影響）

1.1 橋梁 No.6
1.2 橋梁 No.9
1.3 橋梁 No.14
1.4 橋梁 No.19

1. 初回点検橋梁の詳細分析（腹圧力の影響）

1.1 橋梁 No.6

(1) 橋梁概要・調査概要

・橋梁形式　PC4 径間連続箱桁橋

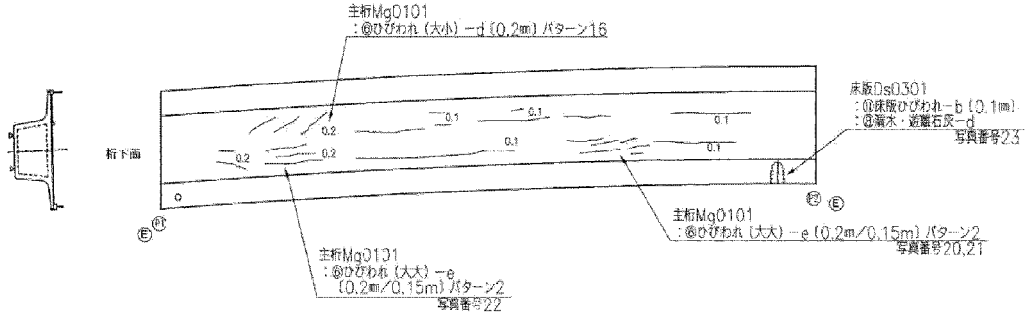
・橋長　　240m

・支間割　　49.9m＋68.9m＋66.0m＋52.8m

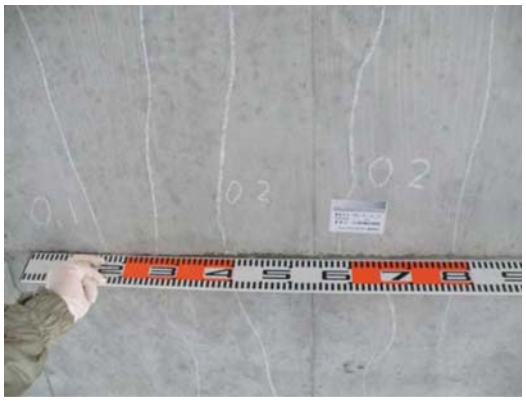
・架設工法　片持ち張出し架設工法

(2) ひび割れの発生状況（顕著なひび割れ）

①主桁下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.1.1 損傷図（主桁下面）



参写真-1.1.1 下床版橋軸方向ひび割れ

（写真番号 20）

参表-1.1.1 ひび割れ発生状況

径間	第 1 径間 A1-P1	第 2 径間 P1-P2	第 3 径間 P2-P3	第 4 径間 P3-A2
ひび割れ 発生箇所数	1 箇所	23 箇所	30 箇所	18 箇所
ひび割れ幅	0.2mm	0.1mm～ 0.2mm	0.05mm～ 0.25mm	0.05mm～ 0.1mm



参写真-1.1.2 下床版橋軸方向ひび割れ

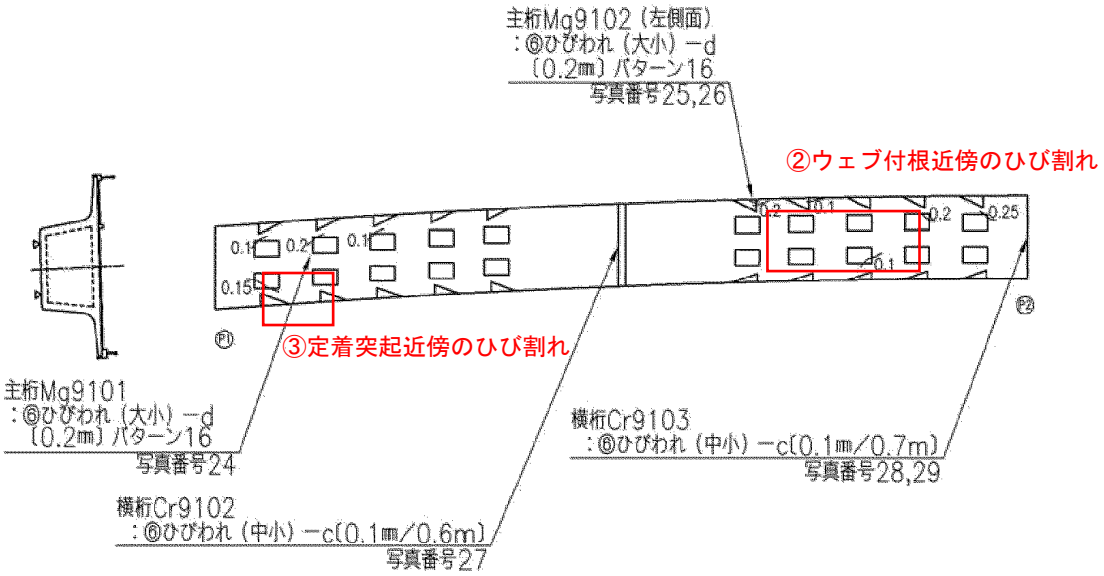
（写真番号 21）



参写真-1.1.3 下床版橋軸方向ひび割れ 3

（写真番号 22）

②下床版上面（箱桁内）のウェブ付根近傍のひび割れ
③下床版上面（箱桁内）の定着突起近傍のひび割れ



参図-1.1.2 損傷図（下床版上面）

・第１径間、第２径間、第３径間、第４径間の定着突起部近傍に発生
・ひび割れ幅は 0.05㎜～0.2㎜



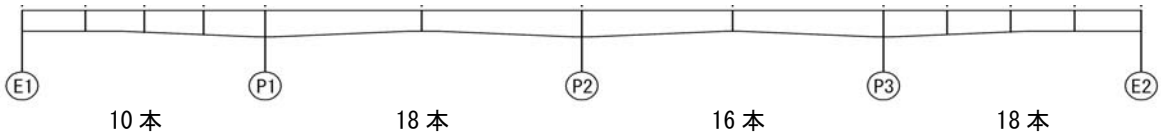
参写真-1.1.4 ウェブ付根近傍のひび割れ
（写真番号 25）



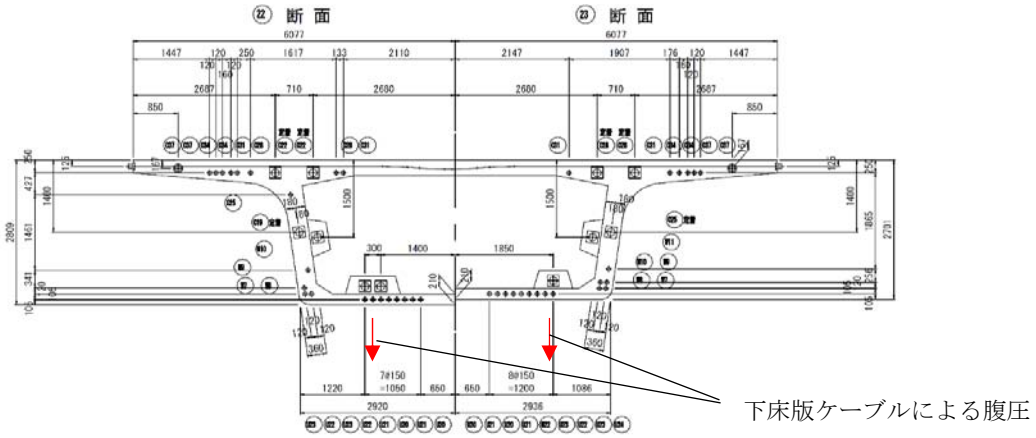
参写真-1.1.5 下床版定着突起近傍のひび割れ
（写真番号 24）

(3) ひび割れ発生要因
①床版下面の橋軸方向ひび割れ（参写真-1.1.1）
②床版上面の橋軸方向ひび割れ（参写真-1.1.4）
【主な要因】
1)下床版内に配置されているＰＣケーブルによる腹圧
・支間ケーブルを内ケーブル、外ケーブルとした場合の経済性比較を行い、経済性で優位な下床版内ケーブを配置する案を採用している。

・ひび割れが多く発生している第２径間、第３径間、第４径間には、16 本～18 本の多くの下床版内ケーブルが配置されている。さらに内ケーブルは、下床版支間の中央寄りに配置されており腹圧力により大きな曲げモーメントが生じる配置となっている。
・計算書では床版下面の必要鉄筋量は D13@125 であるが、実配置鉄筋量は D16@125 となっている。腹圧の検討によりランクアップしている可能性もあるが、計算書には腹圧に対する検討が無く根拠は不明。
・腹圧力の計算がなされていない場合、腹圧力がひび割れの要因となっている可能性がある。



下床版内ケーブル配置本数



下床版内ケーブル配置断面図

参図-1.1.3 PC 鋼材配置

配置されている鋼材による腹圧力及び下床版鉄筋応力度について算出する。（計算書で算出されている主桁断面位置での断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長 L とその区間における桁高差 H より桁高変化の円弧半径 R を算出。$R^2=(R-H)^2+L^2$

②下床版配置のＰＣ鋼材のプレ導入直後の設計緊張力 P と本数 N を用いて腹圧力Wを算出。$W=P\times N/R(kN)$

③下床版を、ＰＣ鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長：L)と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメント M と鉄筋応力度 σ_s を算出。

曲げモーメント：$M=(W/L)\times L^2/24+M'$　（M'：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度：$\sigma_s=M/(7/8\times d\times A_s)$（有効高：d、鉄筋量：$A_s$）

参表-1.1.2 鉄筋応力度

【1】腹圧力による曲げモーメントの算出

		単位	第一径間			第二径間			第三径間	第四径間	備考
			A1 支点	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	支間 中央	支間 中央	
	ケーブル張力（プレストレッシング直後）	kN	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	設計図書
	ケーブル本数：N	本	10	10	4	4	18	4	16	18	設計図書
	桁高変化：H	m	0.025	0.169	0.611	0.611	0.101	0.611	0.101	0.101	設計図書
	変化区間：L	m	8	7.5	7.5	7.5	8	7.5	8	8	設計図書
	下床版支間長：ｌ	m	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	設計図書
	下床版厚	mm	210	210	400	400	210	400	210	210	設計図書
	下床鉄筋の径：D	mm	16	16	16	16	16	16	16	16	設計図書
	下床版鉄筋の断面積：A	mm^2	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	設計図書
	下床版鉄筋の配置間隔	mm	125	125	125	125	125	125	125	125	設計図書
	有効幅内（1.0m）の配置鉄筋本数	本	8	8	8	8	8	8	8	8	
	下床版鉄筋のかぶり：α	mm	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	設計図書
	円弧半径：R	m	1280	167	46	46	317	46	317	317	$R^2=(R-H)^2+L^2$
	腹圧力	kN/m	10.1	77.5	112.6	112.6	73.5	112.6	65.4	73.5	1295ｋN*N/Ｒ
	下床版分布荷重（腹圧力）	kN/m	1.8	13.98	20.31	20.31	13.26	20.31	11.8	13.26	等分布と仮定
①	腹圧力による曲げモーメント	kN･m	2.3	17.9	26	26	16.98	26	15.11	16.98	両端固定と仮定

【2】死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

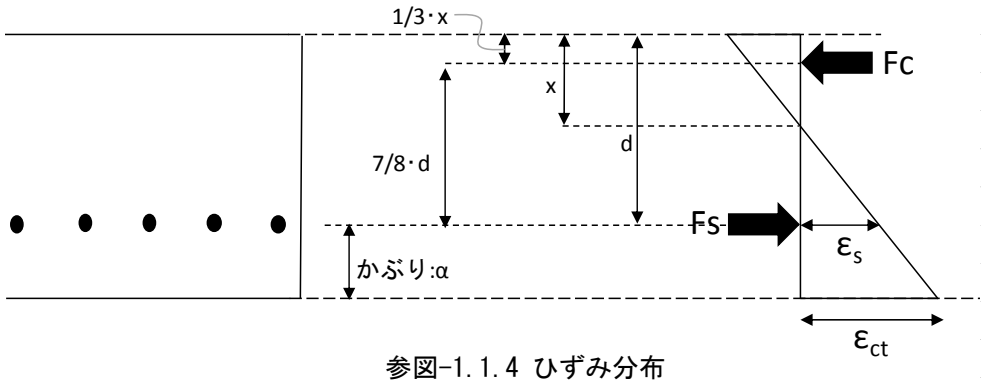
②	死荷重による曲げモーメント	kN･m	7.85	7.85	19.03	19.03	7.85	19.03	7.85	7.85	設計図書
①＋②	合計曲げモーメント（死荷重＋腹圧力）：M	kN･m	10.15	25.75	45.03	45.03	24.83	45.03	22.96	24.83	
	有効高：ｄ	mm	163.5	163.5	353.5	353.5	163.5	353.5	163.5	163.5	
	鉄筋量：A_s	mm^2	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	
	鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/mm^2	44.7	113.3	91.6	91.6	109.2	91.6	101	109.2	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

【3】設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

③	設計荷重による曲げモーメント	kN･m	9.69	9.69	33.19	33.19	9.69	33.19	9.69	9.69	設計図書
①＋③	合計曲げモーメント（設計荷重＋腹圧力）：M	kN･m	11.99	27.59	59.19	59.19	26.67	59.19	24.8	26.67	
	鉄筋応力度（設計荷重＋腹圧力）	N/mm^2	52.8	121.4	120.4	120.4	117.3	120.4	109.1	117.3	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

●標準かぶり(35㎜)の場合の応力度換算

かぶり（α㎜）位置でのひずみ（ε_{ct}）と標準かぶり(35㎜）位置でのひずみ(ε_{35}）の比率を用いて、鉄筋応力度を換算



参図-1.1.4 ひずみ分布

$$\frac{7}{8}\cdot d = d - \frac{1}{3}\cdot x$$

$$\Rightarrow x = \frac{3}{8}\cdot d$$

$$\therefore \quad \varepsilon_{ct} = \frac{(\frac{5}{8}\cdot d \quad + \alpha)}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s \qquad \varepsilon_{35} = \frac{(\frac{5}{8}\cdot d + 35)}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s$$

よって、換算比率は

$$\frac{\varepsilon_\alpha}{\varepsilon_{35}} = \frac{\frac{\frac{5}{8}\cdot d + \alpha}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s}{\frac{\frac{5}{8}\cdot d + 35}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s} = \frac{\frac{5}{8}\cdot d + \alpha}{\frac{5}{8}\cdot d + 35}$$

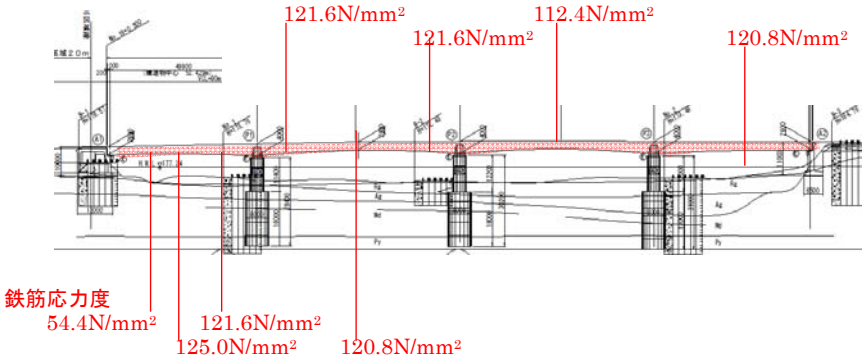
参表-1.1.3 鉄筋応力度

【4】標準かぶり位置での死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

	単位	第一径間			第二径間			第三径間	第四径間	備考
		A1 支点	支間中央	P1 支点	P1 支点	支間中央	P2 支点	支間中央	支間中央	
換算比率：$\varepsilon_\alpha/\varepsilon_{35}$	－	1.03	1.03	1.01	1.01	1.03	1.01	1.03	1.03	
換算後の鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/㎟	46	116.7	92.5	92.5	112.5	92.5	104	112.5	

【5】標準かぶり位置での設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

鉄筋応力度（設計荷重＋腹圧力）	N/㎟	54.4	125	121.6	121.6	120.8	121.6	112.4	120.8	



参図-1.1.5 断面位置

2) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

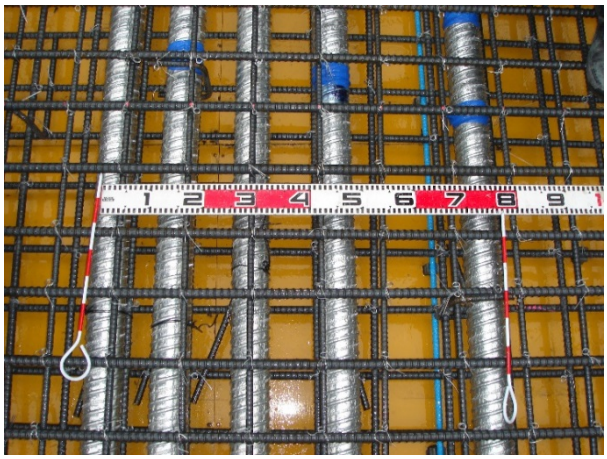
・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生する。

・ひび割れ図からは、ひび割れの発生位置と打継目との関連性は確認できないが、(1)と同様の方向のひび割れが生じることから、外部拘束による引張応力がひび割れ発生を助長している可能性がある。

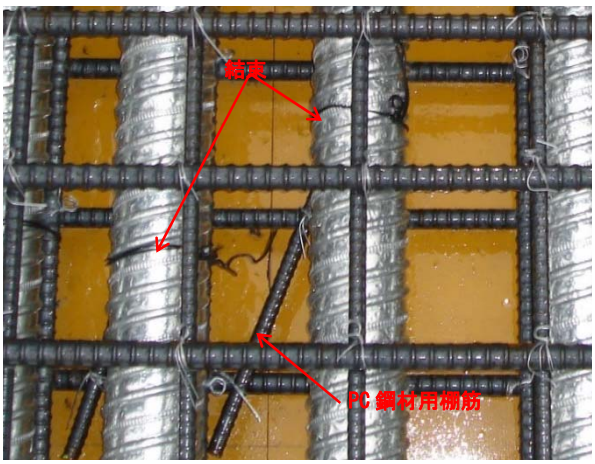
・図面を見ると打継目から 50cm の配置では 110mm～120mm 間隔程度で配筋されており、鉄筋量を増やす配慮はされている。

3) シースのかぶり不足

・施工時期の古い橋梁ではしばしばあったが、最近の施工管理状況を鑑みると直接的要因の可能性は低い。工事記録写真を確認するとシースは棚筋に固定されていることが確認できる。



参写真-1.1.6 下床版内ケーブル配置状況



参写真-1.1.7 下床版内ケーブル配置状況（拡大）

③下床版上面（箱桁内）の定着突起近傍のひび割れ

【主な要因】

1）定着突起部におけるＰＣケーブル緊張による引張

・コンクリート道路橋設計便覧[1)]に記載された補強筋の算出方法により、定着部前面に生じる引張力（T4）とプレストレスによる曲げモーメントによって生じる引張力（T5）の合計値に対して補強鉄筋量（D22-8 本）を配置している。合計の引張力の内訳は、下床版上面付近に発生する T4=517kN の方が下床版下面付近に発生する T5=2kN に対して大部分を占めているが、配置鉄筋は上面、下面に均等に配置されており、上面付近の補強鉄筋量が不足している可能性がある。

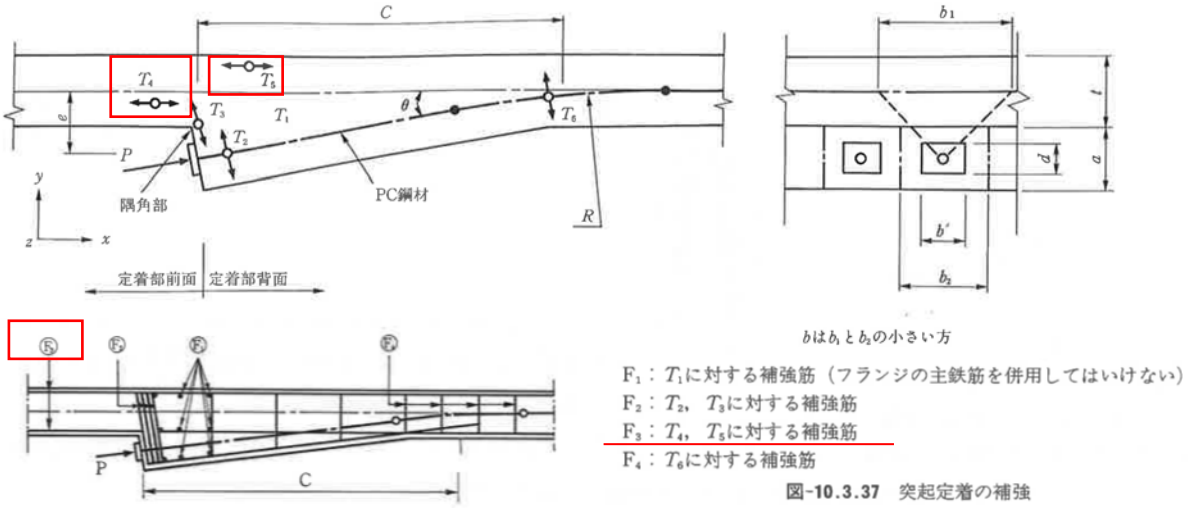
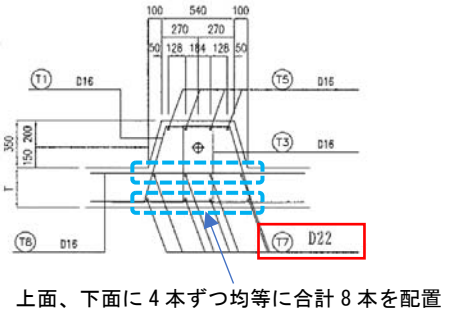


図-10.3.37　突起定着の補強

参図-1.1.6 突起定着部の緊張力（コンクリート道路橋設計便覧）



上面、下面に 4 本ずつ均等に合計 8 本を配置

＜定着突起の補強筋計算結果＞

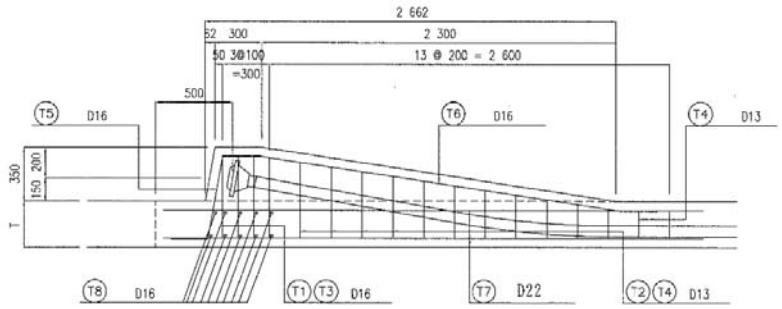
・T4 = 517kN

・T5 = 1.555kN

・F3 = (T4+T5) / σ_a

= 2881mm² ＜ 3096.8mm² (8×D22)

・σ_s = 167.5 N/mm²

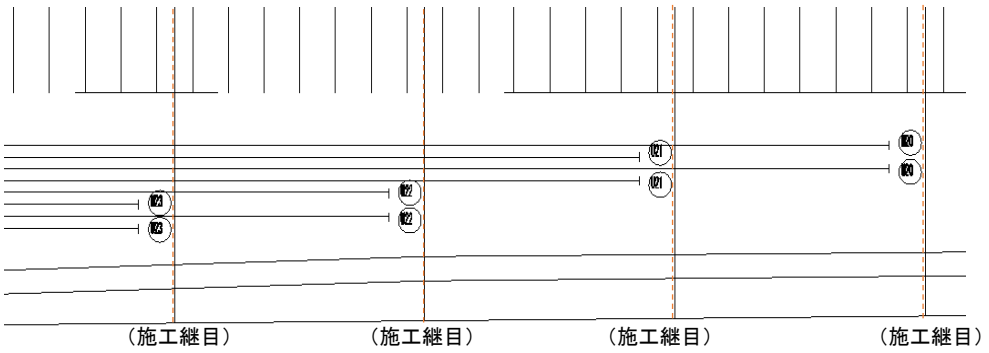


参図-1.1.7 配筋要領図（設計計算書より）

2）施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生する。

・定着突起背面の近くに施工ブロックの新旧打継目があり、収縮の拘束による引張が生じておりひび割れの発端となっていると考えられる。



参図-1.1.8 打継目位置

3）下床版内に配置されているＰＣケーブルによる腹圧

②の下床版内ケーブルの腹圧によってウェブ付根近傍に発生する直角方向の引張力が、定着突起近傍の背面引張と合成され斜め方向にひび割れが発生したと考えられる。



参写真-1.1.8　下床版定着突起近傍のひび割れ

（写真番号 24）

4）過密配筋による可能性

施工記録を確認したところ、ひび割れ発生部は過密な配筋となっておらず、補強鉄筋も必要本数配置されている。



参写真-1.1.9 下床版定着配筋写真



参写真-1.1.10 下床版定着配筋写真（拡大）

(4) まとめ

上述のように下床版下面のひび割れの主な要因は、下床版内ケーブルの配置本数が多いこと、下床版中央部に配置されていることから、腹圧力により下床版に大きな曲げモーメントが作用していることが要因のひとつであると考えられる。鉄筋応力を抑えることで、ひび割れを少なくすること、あるいは幅を現状より小さくすることは可能と考える。

下床版上面の定着突起近傍のひび割れは、1)下床版内ケーブルの腹圧によるもの、2)定着力に対する補強鉄筋の配置位置に関する配慮不足、3)打継目の拘束応力によるものと考えられる。2)については定着突起補強筋の配置位置は基準に明記されていないことから、上面の引張が大きいにも関わらず、上面・下面に均等に補強筋が配置されていたことが要因の一つであると考えられる。施工時対応は可能であるが、鉄筋の配置位置を変更する必要があるため、設計時に上面と下面の引張力の大きさに応じて鉄筋を配置する対策が効果的である可能性がある。

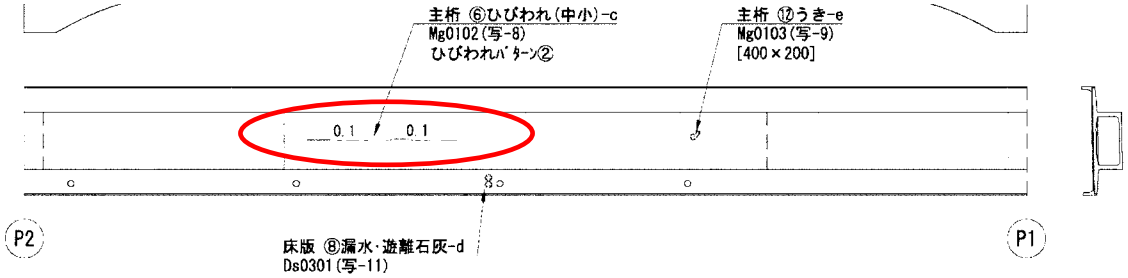
1.2 橋梁 No.9

(1) 橋梁概要・調査概要

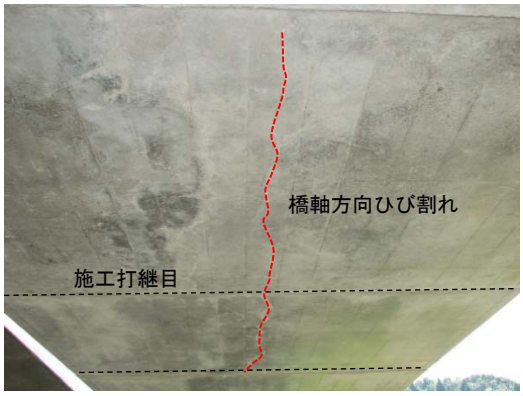
・橋梁形式　　ＰＣ３径間連続箱桁橋
・橋長　　218m
・支間割　　60.5m＋94.0m＋60.5m
・架設工法　　片持ち張出し架設工法

(2) ひび割れの発生状況(顕著なひび割れ)

①主桁下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.2.1 損傷図（主桁下面）

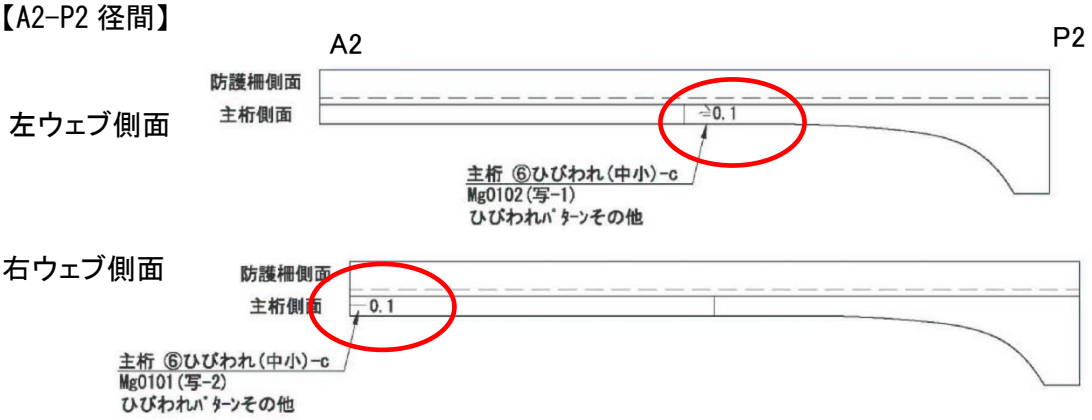


参写真-1.2.1　橋軸方向ひび割れ
(写-8)

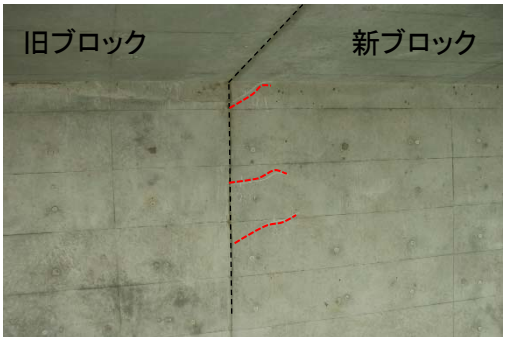
・橋軸方向ひび割れは、第２径間に１箇所発生
　第１径間、第３径間は発生無し、
・ひび割れ幅は 0.1mm
（ひび割れ幅：中、間隔：小、区分：

②主桁側面の橋軸方向ひび割れ

【A2-P2 径間】



参図-1.2.2 A2-P2 径間損傷図（主桁側面）

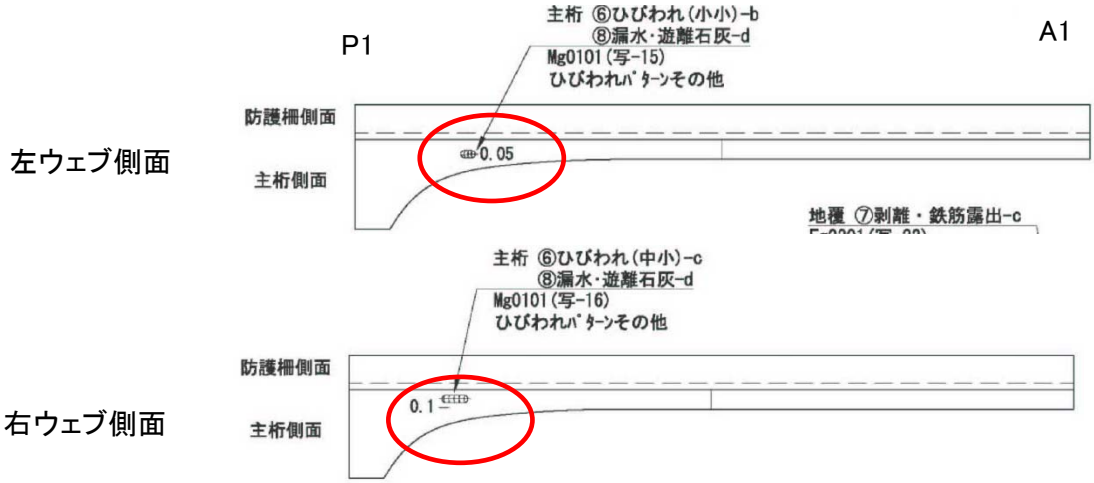


参写真-1.2.2 施工打継目のひび割れ
(写-1)

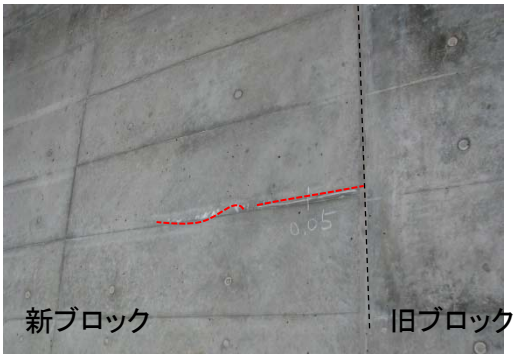


参写真-1.2.3 桁端部のひび割れ
(写-2)

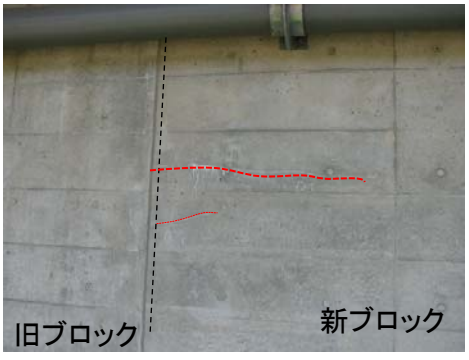
【P1-A1 径間】



参図-1.2.3 P1-A1 径間損傷図（主桁側面）



参写真-1.2.4　施工打継目のひび割れ、
漏水・遊離石灰(写-15)



参写真-1.2.5　施工打継目のひび割れ、
漏水・遊離石灰(写-16)

(3) ひび割れの発生要因

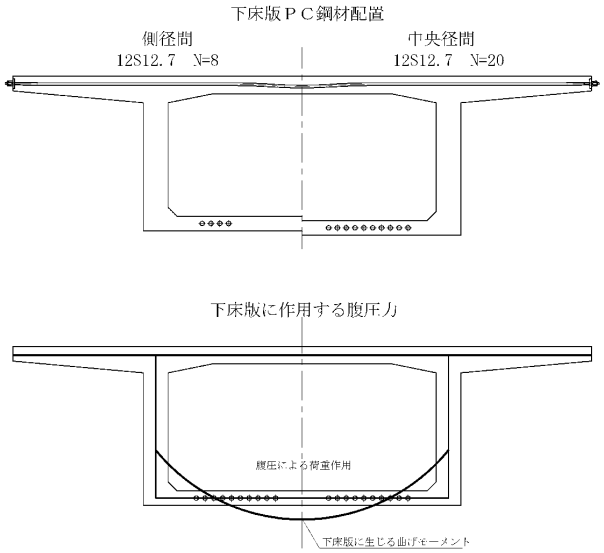
①主桁下面の橋軸方向ひび割れ（参写真-1.2.1）

【主な要因】

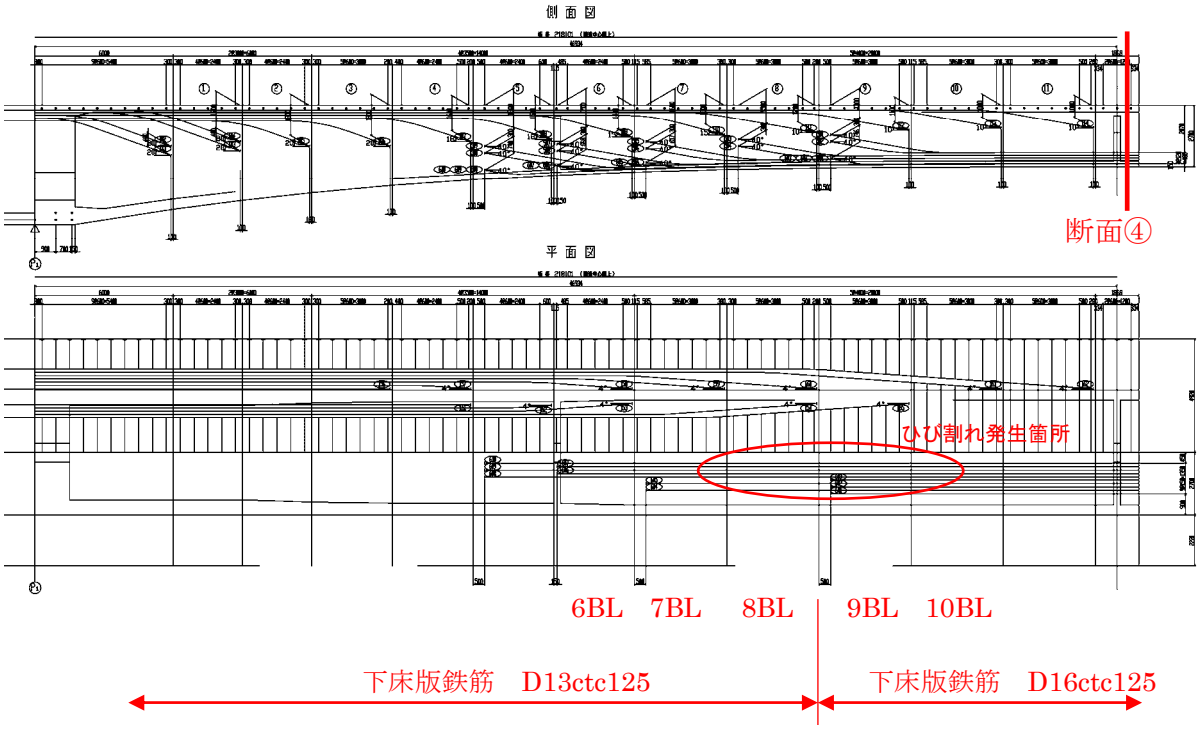
1)下床版内に配置されているＰＣケーブルによる腹圧

・橋軸方向ひび割れの発生している範囲は、横桁位置等から推測すると、張出し⑦～⑨ブロック周辺と判断される。

・中央支間の橋軸方向ひび割れが発生した付近は、下床版に 20 本の支間ケーブルが配置されており、側径間の 8 本に比べ腹圧が大きく作用する。



参図-1.2.4 腹圧力による曲げモーメント



参図-1.2.5 PC 鋼材と鉄筋の配置

・設計計算書では、腹圧も考慮し以下のような検討結果となっている。

参表-1.2.1 横方向の検討断面④　設計断面力　(kN･m)

		下床版付け根	下床版中央
横方向のみの検討	死荷重時	-3.185	10.764
	設計荷重時	-17.732	13.164
腹圧		-10.676	7.699
横方向＋腹圧の検討	死荷重時	-13.861	18.463
	設計荷重時	-28.408	20.863

参表-1.2.2 下床版付け根部の検討

		断面力 (kN･m)	鉄筋配置	曲げ応力(N/mm²)	許容値 (N/mm²)
横方向のみの検討	死荷重時	-3.185	D13ctc125	σ_c=0.7 σ_s=21.0	σ_{ca}=14 σ_{sa}=100
	設計荷重時	-17.732	D13ctc125	σ_c=3.9 σ_s=114.6	σ_{ca}=14 σ_{sa}=180
横方向＋腹圧の検討	死荷重時	-13.861	D16ctc125	σ_c= 2.7 σ_s=59.0	σ_{ca}=14 σ_{sa}=100
	設計荷重時	-28.408	D16ctc125	σ_c= 5.5 σ_s=120.6	σ_{ca}=14 σ_{sa}=180

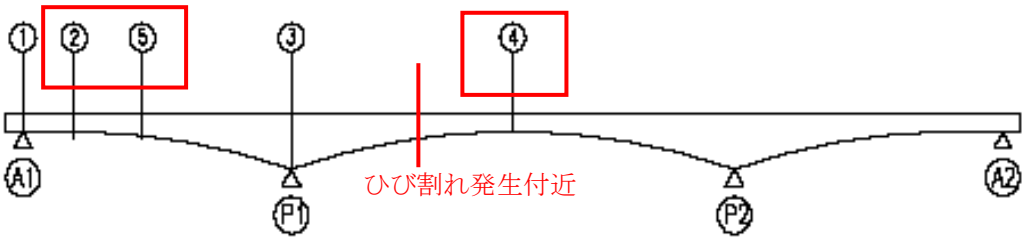
参表-1.2.3 下床版中央部の検討

		断面力 (kN･m)	鉄筋配置	曲げ応力(N/mm²)	許容値 (N/mm²)
横方向のみの検討	死荷重時	10.764	D13ctc125	σ_c=2.4 σ_s=69.4	σ_{ca}=14 σ_{sa}=100
	設計荷重時	13.164	D13ctc125	σ_c=2.9 σ_s=84.8	σ_{ca}=14 σ_{sa}=180
横方向＋腹圧の検討	死荷重時	18.463	D16ctc125	σ_c= 3.6 σ_s=78.2	σ_{ca}=14 σ_{sa}=100
	設計荷重時	20.863	D16ctc125	σ_c= 4.0 σ_s=88.4	σ_{ca}=14 σ_{sa}=180

下床版ケーブルが 20 本配置され、ひび割れが生じている付近では、上記の検討結果に示すように腹圧も考慮した設計とし、鉄筋引張応力度は許容値内となっている。また、その値は大きくなく、ひび割れが発生するレベルの鉄筋引張応力度とは言い難い。

しかし、下床版ケーブルが 20 本から 14 本に低減された 7BL、8BL 付近では、その腹圧による補強筋が配置されておらず下床版鉄筋は D13ctc125 となっている。したがって原因として腹圧に対する補強筋の設置範囲が適切でなかったことが考えられる。また、後述する打継目の拘束の影響もあったと推測される。

鉄筋量の低減が原因であるかを考察するため、他の断面の横方向の検討結果を示す。設計検討断面は、設計計算書に示す支間部の以下の３断面とする。

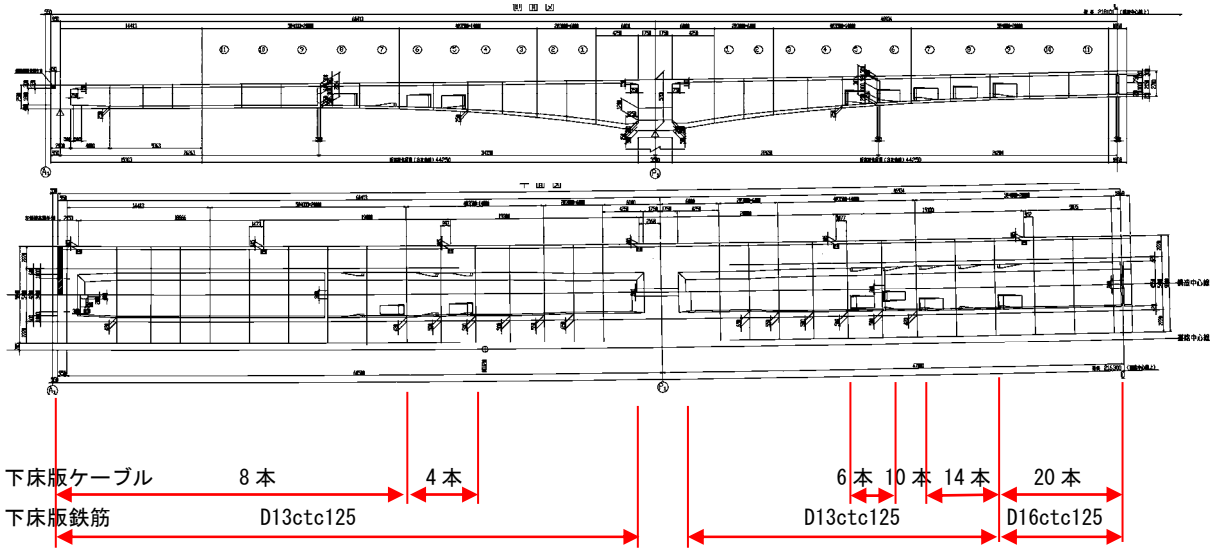


参図-1.2.6 検討断面

参表-1.2.4 検討断面の部材寸法(mm)

断面	桁高	上床版厚	ウェブ厚	下床版厚	備考
②	2500	300	420	250	側径間：等桁高標準部
④	2700	300	420	250	中央径間：支間中央部
⑤	2904	300	500	250	側径間：５ブロック先端断面

腹圧が作用する下床版ケーブルと下床版鉄筋の配置を以下に示す。



参図-1.2.7 PC 鋼材と鉄筋の配置

ひび割れが生じた⑥断面の 7BL、8BL 付近は、⑤断面に相当する主桁形状であり、下床版鉄筋 D13ctc125 となっている。

下床版ケーブルによる腹圧力は、支間中央付近の形状で下床版ケーブル 20 本配置の場合に以下の値となっている。他のケーブル本数の計算は行われていないため、この値を基本とし簡易的に本数割合で腹圧力を算出する。

参表-1.2.5 腹圧力による曲げモーメント

ケーブル本数	支点断面力 (KN･m)	支間断面力 (KN･m)	備考
20 本	-10.676	7.699	設計計算書より
14 本	-7.473	5.389	
10 本	-5.338	3.850	
8 本	-4.270	3.080	
6 本	-3.203	2.310	

また、下床版の鉄筋応力度について算出する。（計算書で算出されている死荷重時及び設計荷重時の断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長 L とその区間における桁高差 H より桁高変化の円弧半径 R を算出。$R^2=(R-H)^2+L^2$

②下床版配置のＰＣ鋼材のプレ導入直後の設計緊張力 P と本数 N を用いて腹圧力Wを算出。W＝P×N／R(kN)

③下床版を、ＰＣ鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長：L)と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメント M と鉄筋応力度 σ_s を算出。

曲げモーメント：$M=(W/L)\times L^2/24+M'$　（M'：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度：$\sigma_s=M/(7/8\times d\times A_s)$　　(有効高：d、鉄筋量：A_s)

参表-1.2.6 鉄筋応力度

【1】腹圧力による曲げモーメントの算出

		単位	第一径間		第二径間				備考
			支間 1/4	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	
	ケーブル張力（プレストレッシング直後）	kN	1295	1295	1295	1295	1295	1295	設計図書
	ケーブル本数：N	本	―	4	6	10	14	20	設計図書
	下床版厚	mm	250	250	250	250	250	250	設計図書
	下床鉄筋の径：D	mm	13	13	13	13	13	16	設計図書
	下床版鉄筋の断面積：A	mm^2	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	198.6	設計図書
	下床版鉄筋の配置間隔	mm	125	125	125	125	125	125	設計図書
	有効幅内（1.0m）の配置鉄筋本数	本	8	8	8	8	8	8	
	下床版鉄筋のかぶり：α	mm	70	70	70	70	70	70	設計図書
①	腹圧力による曲げモーメント	kN･m	0	1.54	2.31	3.85	5.389	7.699	設計図書（赤字はケーブル配置本数割合から算出）

【2】死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

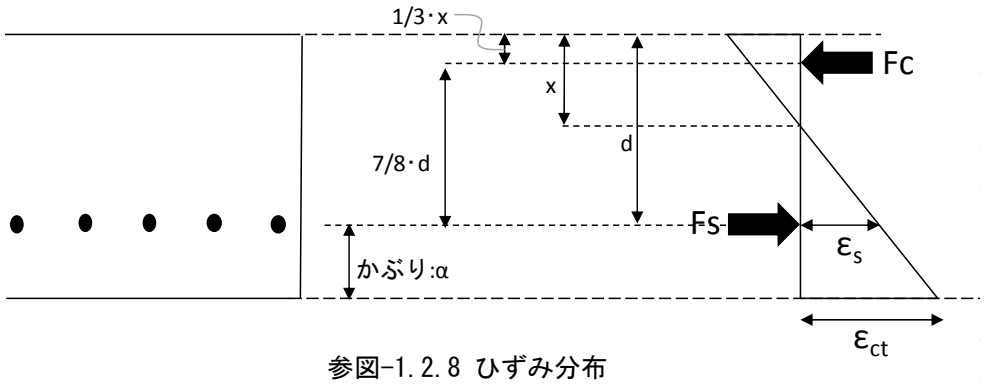
②	死荷重による曲げモーメント	kN･m	11.031	9.864	9.864	9.864	9.864	10.764	設計図書
①＋②	合計曲げモーメント（死荷重＋腹圧力）：M	kN･m	11.031	11.404	12.174	13.714	15.253	18.463	
	有効高：d	mm	173.5	173.5	173.5	173.5	173.5	172	
	鉄筋量：A_s	mm^2	1013.6	1013.6	1013.6	1013.6	1013.6	1588.8	
	鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/mm^2	71.7	74.1	79.1	89.1	99.1	77.2	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

【3】設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

③	設計荷重による曲げモーメント	kN･m	13.229	13.164	13.164	13.164	13.164	12.435	設計図書
①＋③	合計曲げモーメント（設計荷重＋腹圧力）：M	kN･m	13.229	14.704	15.474	17.014	18.553	20.134	
	鉄筋応力度（設計荷重＋腹圧力）	N/mm^2	86	95.6	100.6	110.6	120.6	84.2	

●標準かぶり(35㎜)の場合の応力度換算

かぶり（α㎜）位置でのひずみ（ε_{ct}）と標準かぶり(35㎜）位置でのひずみ(ε_{35}）の比率を用いて、鉄筋応力度を換算



参図-1.2.8 ひずみ分布

$$\frac{7}{8}\cdot d = d - \frac{1}{3}\cdot x$$

$$\Rightarrow x = \frac{3}{8}\cdot d$$

$$\therefore \quad \varepsilon_{ct} = \frac{(\frac{5}{8}\cdot d \quad + \alpha)}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s \qquad \varepsilon_{35} = \frac{(\frac{5}{8}\cdot d + 35)}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s$$

よって、換算比率は

$$\frac{\varepsilon_\alpha}{\varepsilon_{35}} = \frac{\frac{\frac{5}{8}\cdot d + \alpha}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s}{\frac{\frac{5}{8}\cdot d + 35}{\frac{5}{8}\cdot d}\cdot \varepsilon_s} = \frac{\frac{5}{8}\cdot d + \alpha}{\frac{5}{8}\cdot d + 35}$$

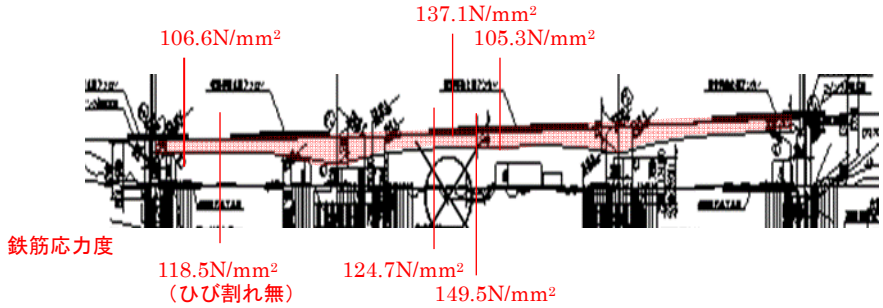
参表-1.2.7 鉄筋応力度

【4】標準かぶり位置での死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

	単位	第一径間		第二径間				備考
		支間 1/4	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	
換算比率：$\varepsilon_\alpha/\varepsilon_{35}$	−	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.25	
換算後の鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/mm²	88.9	91.9	98.1	110.5	122.9	96.5	

【5】標準かぶり位置での設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

鉄筋応力度（設計荷重＋腹圧力）	N/mm²	106.6	118.5	124.7	137.1	149.5	105.3	



参図-1.2.9 検討断面

設計計算書では、腹圧の検討されている箇所（支間中央部：下床版 PC 鋼材配置 20 本）は、鉄筋径を D13 から D16 にアップさせることで、腹圧の作用していない箇所とほぼ同程度の応力度に抑えている。

しかし、PC 鋼材本数が低減される箇所で、同じように腹圧を考慮した設計を行なった場合、配置鉄筋が D13ctc125 となることから、鉄筋応力度は許容値を満たすものの、PC 鋼材 14 本配置位置で、下縁引張 σ_s＝120.6 N/mm² と高い値となる。この値は、ひび割れが生じてもおかしくない応力度と言える。

（参考）

参考に、下縁引張が生じていた 7BL 付近の位置では、以下のひび割れ幅となる。

（下床版　PC 鋼材 14 本、鉄筋 D13ctc125）

コンクリート標準示方書[2)]に示すひび割れ幅算出式を用い、鉄筋曲げ応力度、配置鉄筋量から推定すると以下の値となる。

$$W＝1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(C_s－\varphi)\}(\sigma_{se}／Es + \varepsilon'_{csd})$$

k_1：鋼材表面係数（異形鉄筋＝1.0）

k_2：圧縮強度による係数（$0.95 = \{15／(\sigma_c+20)\}+0.7$），$\sigma_c$=40N/mm²）

k_3：鉄筋配置段数による係数（$1.0 = \{5(n+2)\}／\{7n+8\}$，n=1（段数））

c ：かぶり（＝70mm）

c_s ：鉄筋配置間隔（ctc125mm）

φ：鉄筋径（D13mm）

σ_{se}：鉄筋応力度の増加量（120.6　N/mm²）

Es：鉄筋弾性係数（$＝2.0\times10^5$ N/mm²）

ε'_{csd}：収縮およびクリープの影響考慮する数値（鋼材腐食に対する照査：150×10^{-6}）

$$W＝1.1\times1.0\times0.95\times1.0\times\{4\times70 + 0.7(125－13)\}[120.6／2\times10^5 ＋150\times10^{-6}]$$
$$＝0.282\text{mm}$$

この算出式を用いた場合、鉄筋応力度の値に関係なく必ずひび割れ幅は発生する結果となり、適応範囲を定める必要があるが、計算上、大きなひび割れ幅となった原因として、塩害区域で純かぶりを 70㎜ に設定している影響が考えられる。

ちなみに同じ鉄筋応力度でかぶり 35㎜ であれば、W=0.171㎜ 程度となる。

2）施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生しやすくなる。特に新旧ブロックの材令差が大きく断面厚の影響でマスコンとなる柱頭部、新旧ブロック材令差が大きく二面拘束される中央閉合部、新旧拘束面が大きくなる桁高の高い箇所、広幅員に生じやすいと言われている。

・本発生位置は、上記の条件に一致しないが、打継目は(1)と同様の方向のひび割れが生じやすく、打継目から伸びているようにも捉えられるため、ひび割れ発生原因の 1 つと考えられる。

・図面では、通常区間は下床版の横方向に D16ctc125 を配置しているが、打継ぎ付近はコンクリート道路橋設計便覧 [1)]10.3.14(2)に従い、打継目から 50cm の範囲で ctc100 と鉄筋量を増やしている。設計時の配慮はなされているが、この対策だけではひび割れを防げるものではない。

・施工計画書によれば、打継目は、打継目処理用のシートを用い、目荒らし処理を行うと共に、気温の変位により適切な養生計画としていた。

3) シースのかぶり不足

・施工時期の古い橋梁ではしばしばあったが、本橋は純かぶり 70mm であること、最近の施工管理状況を鑑みると直接的要因の可能性は低い。

4) 段取り筋の配置によるもの

・橋軸方向に段取り鉄筋（被覆鋼材）をかぶり内に配置させることがあり、かぶりが薄いことから、コンクリートが充填しづらく鉄筋に沿ってひび割れが生じるケースがある。しかし、本橋は純かぶり 70mm 確保しており、鉄筋のかぶり不足が直接的要因になる可能性は低い。

5) コールドジョイントの可能性

・張出し施工の箱桁の下床版コンクリート打込み方法は、ウェブの上面から下床版に打ち込む方法、ポンプの筒先を下床版に直接つけてコンクリート打ち込む方法もあるが、基本的に前者である程度進め、その後、後者の方法で打ち込みするケースが用いられている。そのため下床版中央部にコールドジョイントが出来るケースは低いと考えられる。

②主桁側面の橋軸方向ひび割れ（参写真-1.2.2、参写真-1.2.4、参写真-1.2.5）

【主な要因】

1) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生する。ひび割れの発生位置、ひび割れ方向から判断すれば新旧打継目の拘束ひび割れと判断される。

・図面をみると、通常区間のスターラップは D19～D25 を ctc125 で配置しているが、打継ぎ付近は、コンクリート道路橋設計便覧 [1)]10.3.14(2)に従い、打継目から 50cm の範囲で ctc100 と鉄筋量を増やしている。

・スターラップの鉄筋量が多く配置されていることから、ひび割れ幅は 0.1mm 程度で制御できたとも推測される。

③桁端部に生じた橋軸方向ひび割れ（参写真-1.2.3）

【主な要因】

1）温度ひび割れ

・桁端部の支点横桁付近は、早強コンクリートで施工し、断面も大きくマスコンクリート状態となり、温度ひび割れが発生しやすい。

・施工計画書によれば、以下のコンクリート配合としており、セメント量も多くなく、W/C＝38.5 も少なく、適切な配合と思われる。

主　桁

設計基準強度 N/mm²	ｽﾄﾚｽ導入時強度 N/mm²	粗骨材最大寸法 mm	スランプ cm	ｾﾒﾝﾄの種類	混和剤	塩化物量の限度
40	27	25	12±2.5	早強	高性能AE減水剤	0.3kgf/m3

標準配合の決定

打設箇所	ｾﾒﾝﾄ早強 kg	水 kg	水ｾﾒﾝﾄ比 %	細骨材率 %	細骨材 kg	粗骨材 kg	混和剤 g	備考
主桁	377	145	38.5	42.0	751	1,048	3,770	H

試験練りの結果

スランプ cm	空気量 %	圧縮強度σ3 N/mm²	圧縮強度σ7 N/mm²	備考
12.5	4.8	36.8	46.6	H

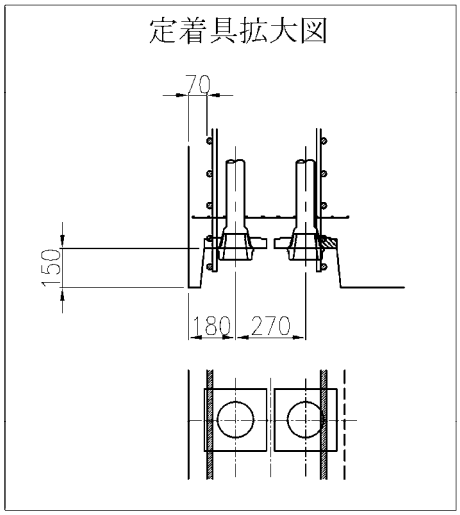
参図-1.2.10 コンクリート配合

2）定着具付近の局部応力の影響

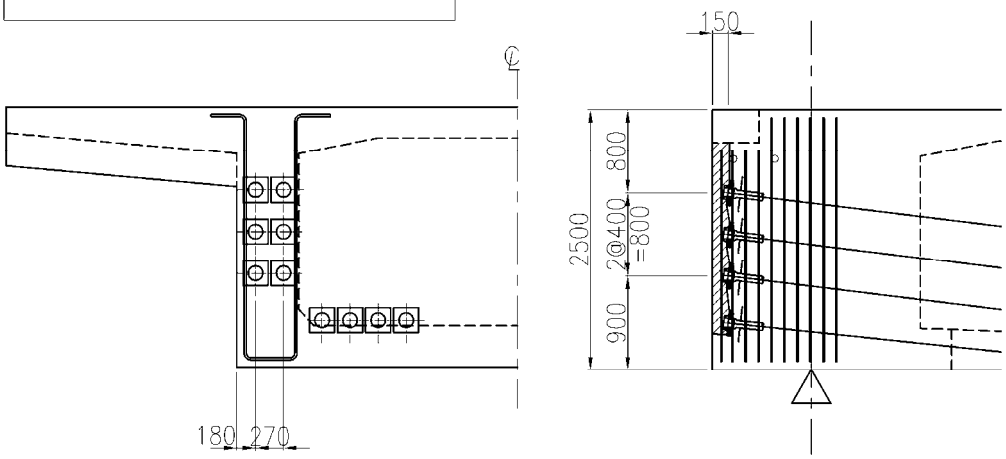
・桁端部はＰＣ鋼材を集中的に定着するため、定着部付近にＰＣ鋼材に沿ったひび割れが発生しやすい。

・図面で確認した結果、定着部の縁端距離が 180mm となっている。当該橋梁で使用されている定着工法の当時の施工基準ではグリッド筋を用いた場合、12S12.7mm では 180mm 以上確保することとされていたが、現在は、補強筋等の配置上の関係もあり 203mm として縁端距離を大きくした値に変更されている。

・本橋は、塩害区分で鋼材純かぶりを 70mm にしているにもかかわらず、定着具の縁端距離を通常の場合と同じく 180mm としており、スターラップ内に適切に定着具や補強鉄筋が配置できない状況にある。設計時の配慮に欠けた一面もあると考えられる。



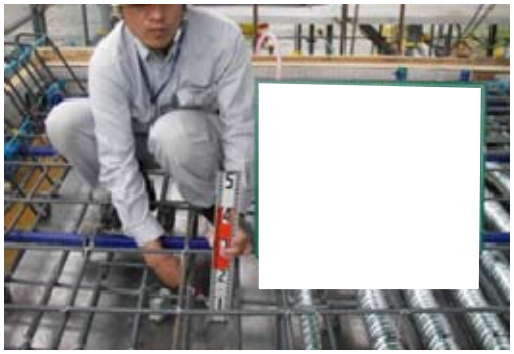
・定着部切欠き側面は薄くひび割れが生じやすい。
・定着具付近にはグリット筋が適切に配置できない。また、スターラップも切欠き内配置となっており、設計時の配慮にかける



参図-1.2.11 定着部の配筋状況

(4) 施工におけるひび割れ防止のための配慮

竣工図書を確認した結果、配筋検査や緊張検査などの工程検査に加え、寒中コンクリートに対する給熱養生など、品質確保のために適切な施工がなされていたと考えられる。




参写真-1.2.6 かぶりの確保（かぶり計測、スペーサー配置確認）




参写真-1.2.7 適切なプレストレス力の確保（PC 鋼材配置確認、緊張管理）




参写真-1.2.8 コンクリートの品質確保（湿布養生、冬季の給熱養生）

(5) まとめ

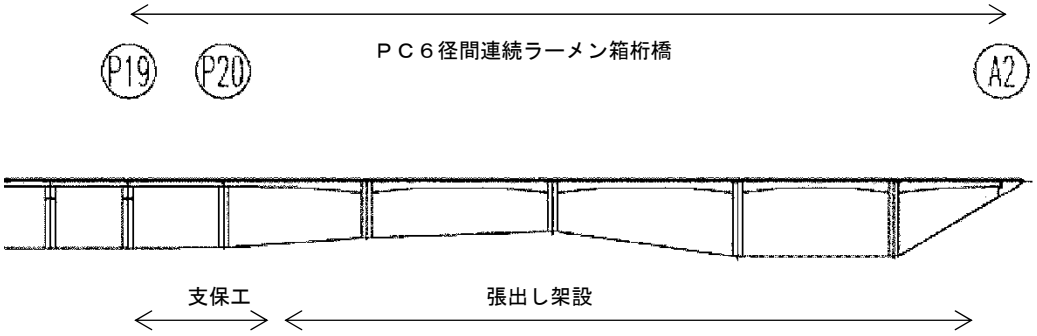
上述のように下床版下面のひび割れの主な要因は、1)下床版ケーブルの腹圧力に対する補強筋の設置範囲が適切でなかったこと、2)新旧打継目に拘束応力が生じていたことと考えられる。これらに対しては、鉄筋応力度を抑えることで、ひび割れを少なくすること、あるいは発生するひび割れの幅を小さくすることは可能と考えられる。

桁端部に生じた橋軸方向ひび割れの主な要因は、1)マスコンクリートの温度応力、2)定着具付近の局部応力などが考えられる。これらに対しては、鉄筋の応力度を抑えること及び定着具の縁端距離を確保することでひび割れの影響を低減できるものと考えられる。

1.3 橋梁 No.14

(1) 橋梁概要・調査概要

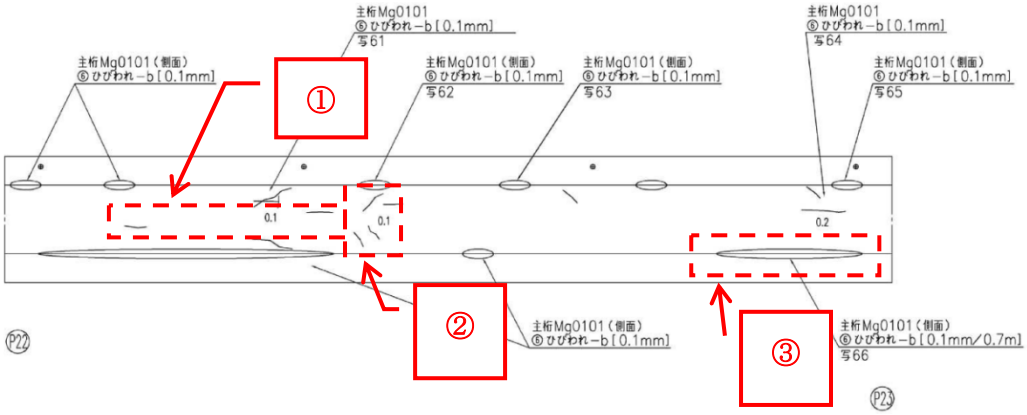
・橋梁形式：ＰＣ６径間連続ラーメン箱桁橋（P19～A2 径間）
・橋　　長：365m
・支 間 割：39.2m＋60.0m＋77.5m＋77.5m＋65.0m＋44.2m
・架設工法：片持ち張出し架設工法（起点側 1.5 径間は固定支保工架設工法）



参図-1.3.1 全体側面図

(2) ひび割れの発生状況（顕著なひび割れ）

顕著なひび割れ事例を第４径間（P22～P23）で示す。



参図-1.3.2 損傷図（主桁下面、側面）

①下床版下面の橋軸方向ひび割れ

・張出し施工部のほぼ全域（第２径間後半から第５径間）に散見
・ひび割れ幅は概ね 0.1mm（第４径間に 0.2mm あり）

②下床版下面の 45°方向ひび割れ

・第２・４径間の下床版突起配置箇所に発生
・ひび割れ幅は 0.1mm

③ウェブ側面の橋軸方向ひび割れ

・張出し施工の第２～６径間の張出し付根部やウェブ側面部に発生
・ひび割れ幅は 0.1mm

①下床版下面の橋軸方向ひび割れ

写真番号	58	径間番号	22	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b		



②下床版下面の 45°方向ひび割れ

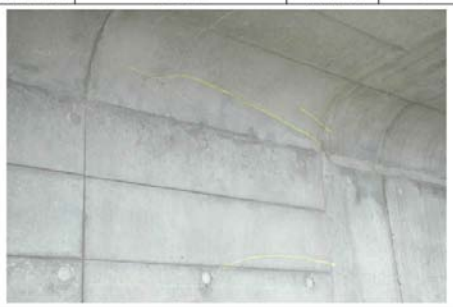
写真番号	61	径間番号	23	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	ひびわれ［0.1mm］	



③ウェブ側面の橋軸方向ひび割れ

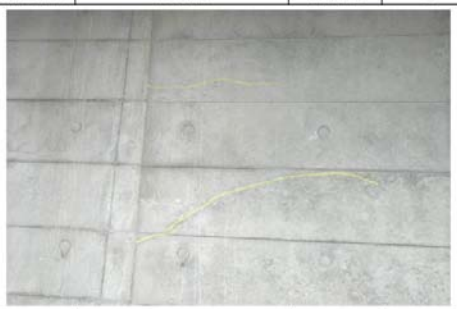
・張出し付根（サークルハンチ）部

写真番号	59	径間番号	22	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	主桁側面のひびわれ［0.1mm］	



・ウェブ側面（図心付近）部

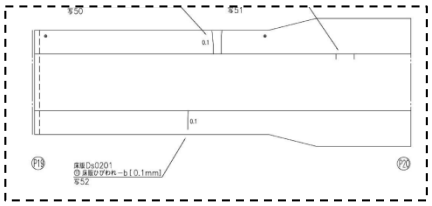
写真番号	54	径間番号	21	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	主桁側面のひびわれ［0.1mm］	



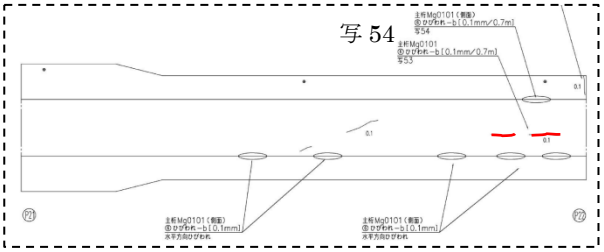
参図-1.3.3 損傷状況

下床版下面のひび割れ調書は以下のとおりで、「①下床版下面の橋軸方向ひび割れ」を赤線で示す。

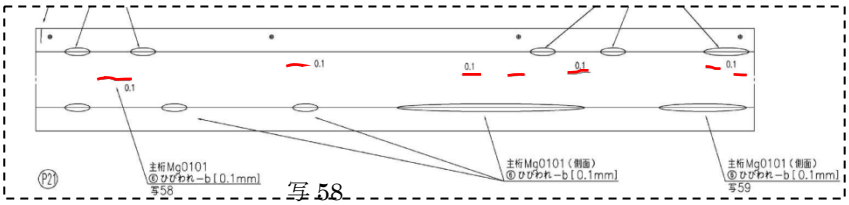
第１径間



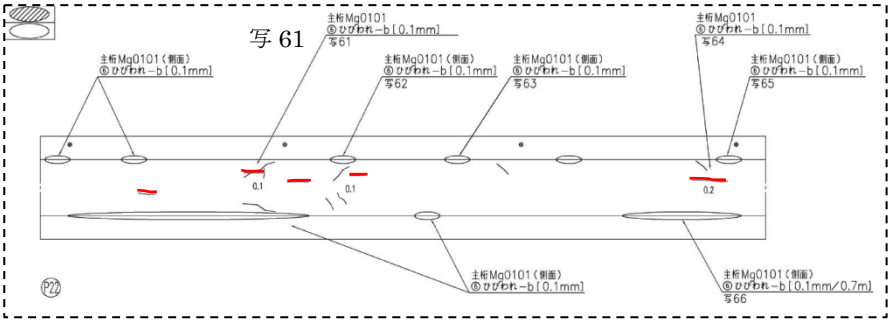
第２径間



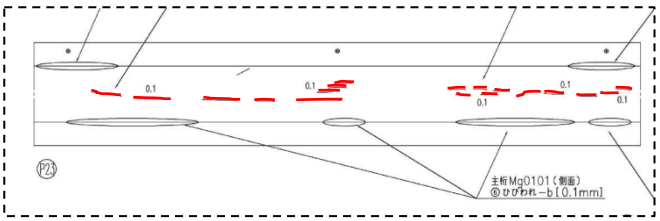
第３径間



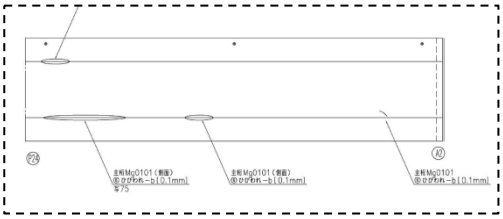
第４径間



第５径間



第６径間



参図-1.3.4 下床版下面のひび割れ調書

(3) ひび割れの発生要因

①下床版下面の橋軸方向ひび割れ

1) 横方向のＲＣ部材としての曲げ

・箱桁は上床版・ウェブ・下床版からなる BOX ラーメン構造として挙動するため、自重や上床版に作用する活荷重によって下床版に曲げモーメントが発生し、ひび割れが発生する可能性がある。

→設計計算書より、下床版中央の下縁側には D13ctc250 の鉄筋が配置されているが、その応力度は設計荷重時で 122～133N/mm²（死荷重時は 103～110N/mm²）であり、ヘアークラック程度のひび割れが発生する可能性がある。（ただし、設計書では腹圧力の影響について検討された記述はない）

2) 施工済みの旧ブロックによる拘束

・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることによって、新ブロックの橋軸直角方向に引張が発生し、打継目から伸展するようなひび割れが発生する可能性がある。

→下床版直角方向筋の配筋要領は基本的に D13ctc250mm であるが、打継目の新ブロック側は 5@100mm と密に配置されている。

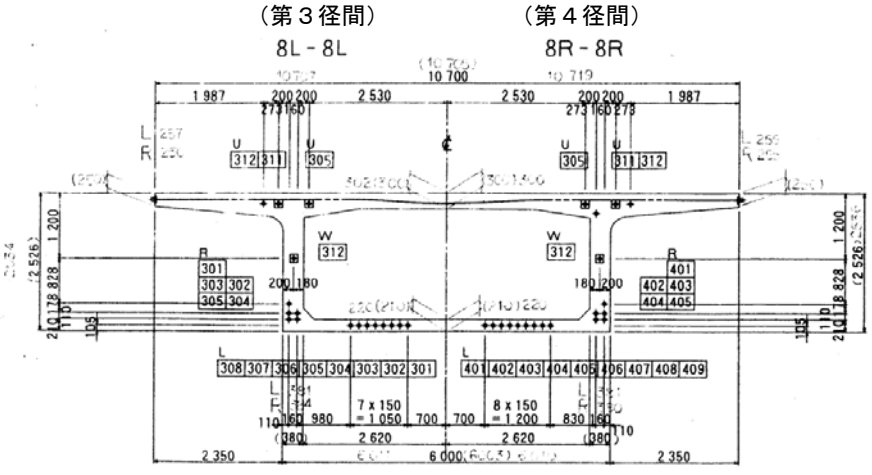
→ひび割れが打継目から伸展しており、養生条件や気象条件等の影響が重なって、一部のブロックにひび割れが発生したと考えられる。

3) 下床版内に配置されているＰＣ鋼材による腹圧力

・桁高が変化していると、下床版配置のＰＣ鋼材緊張力で下向き分力（腹圧力）が生じて下床版に曲げモーメントが発生し、ひび割れが発生する可能性がある。

→下床版配置のＰＣ鋼材（12Ｓ12.7）が第１～５径間には 10～18 本（第６径間は２本）配置されており、そのうち桁高変化のある第２～５径間にひび割れが発生しており、腹圧力とひび割れ発生に関連性が考えられる。

→設計計算では、腹圧力の影響を見込んでいないので、次頁以降で腹圧力の影響で発生する鉄筋応力度を試算する。鉄筋応力度が同程度でも、その他の要因の複合度合いの違いでひび割れの程度に差異が生じたと推察される。



参図-1.3.5 PC 鋼材配置図

下床版の直角方向鉄筋応力度についてウェブ厚の変化点等の５ケースについて検討している。ただし。設計計算書において、腹圧力の影響は考慮されていない。

参表-1.3.1 横方向の検討断面（設計計算書より抜粋）

ケース	1	2	3	4	5
桁高 (m)	2.200	2.200	4.500	3.358	2.878
上床版厚 (m)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
ウェブ厚 (m)	0.700	0.380	0.550	0.550	0.470
下床版厚 (m)	0.210	0.210	0.500	0.347	0.262
床版支間 (m)	4.600	5.240	4.900	4.900	5.060
備 考	端支点	支間1／2	中間支点	支間1／8	支間1／4

支間の1／2・1／4・1／8に該当するケース２・５・４の下床版の設計結果は、下表のとおりである。なお、死荷重時の鉄筋応力度は、設計計算書に記載がないため、設計時と死荷重時の曲げモーメントとの比率で算出したもので、103～110N/mm^{2}である。

参表-1.3.2 下床版の設計結果（設計計算書より抜粋）

検討断面		支間1／2	支間1／4	支間1／8	
下床版諸元	版厚 (mm)	210	262	347	
	床版支間 (m)	5.240	5.060	4.900	L
	有効高 (mm)	168	220	305	d
	配筋要領 鉄筋量 (mm^2)	D13ctc250 ＝506.8	D13ctc250 ＝506.8	D13ctc250 ＝506.8	A_s
死荷重時	曲げ (kN･m)	8.20	10.58	15.81	
	鉄筋応力 (N/mm^2)	105	103	110	←比率計算
設計荷重時	曲げ (kN･m)	9.54	12.55	19.16	
	鉄筋応力 (N/mm^2)	122	122	133	

また、第１～６径間について、桁高変化の円弧半径Ｒを算出し、下床版に配置されているＰＣ鋼材本数Ｎを用いて腹圧力及び下床版鉄筋応力度について算出する。（設計計算書で算出されている主桁断面位置での断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長Ｌとその区間における桁高差Ｈより桁高変化の円弧半径Ｒを算出。$R^2=(R-H)^2+L^2$

②下床版配置のＰＣ鋼材のプレ導入直後の設計緊張力Ｐと本数Ｎを用いて腹圧力Ｗを算出。$W=P\times N/R(kN)$

③下床版を、ＰＣ鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長：Ｌ)と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメントＭと鉄筋応力度σ_sを算出。

曲げモーメント：$M=(W/L)\times L^2/24+M'$　（M'：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度：$\sigma_s=M/(7/8\times d\times A_s)$　(有効高：d、鉄筋量：A_s)

参表-1.3.3 鉄筋応力度

【1】腹圧力による曲げモーメントの算出

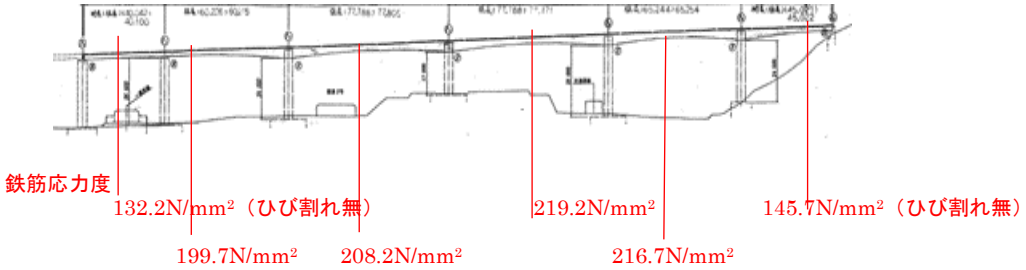
	単位	第一径間	第二径間	第三径間	第四径間	第五径間	第六径間	備考
		支間中央	8BL（最大張出）	支間中央	支間中央	支間中央	8BL（最大張出）	
ケーブル張力（プレストレッシング直後）	kN	1330	1330	1330	1330	1330	1330	設計図書
ケーブル本数：N	本	10	6	16	18	12	2	設計図書
桁高変化：H	m	0.1	0.12	0.026	0.026	0.029	0.12	設計図書
変化区間：L	m	39.2	8	5.9	5.9	5.12	8	設計図書
下床版支間長：ｌ	m	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	設計図書
下床版厚	mm	210	223	220	220	221	223	設計図書
下床鉄筋の径：D	mm	13	13	13	13	13	13	設計図書
下床版鉄筋の断面積：A	mm^2	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	設計図書
下床版鉄筋の配置間隔	mm	250	250	250	250	250	250	設計図書
有効幅内（1.0m）の配置鉄筋本数	本	4	4	4	4	4	4	
下床版鉄筋のかぶり	mm	35	35	35	35	35	35	設計図書
円弧半径：R	m	7683	267	669	669	452	267	$R^2=(R-H)^2+L^2$
腹圧力	kN/m	1.7	29.9	31.8	35.8	35.3	10	1330ｋN*N/Ｒ
下床版分布荷重（腹圧力）	kN/m	0.3	5.71	6.07	6.83	6.74	1.91	等分布と仮定
腹圧力による曲げモーメント	kN･m	0.34	6.53	6.94	7.81	7.71	2.19	両端固定と仮定

【2】死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

死荷重による曲げモーメント	kN･m	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	設計図書
合計曲げモーメント（死荷重＋腹圧力）：M	kN･m	8.54	14.73	15.14	16.01	15.91	10.39	
有効高：ｄ	mm	168.5	181.5	178.5	178.5	179.5	181.5	
鉄筋量：A_s	mm^2	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	
鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/mm^2	114.3	183	191.3	202.3	199.9	129.1	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

【3】設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

設計荷重による曲げモーメント	kN･m	9.54	9.54	9.54	9.54	9.54	9.54	設計図書
合計曲げモーメント（設計荷重＋腹圧力）	kN･m	9.88	16.07	16.48	17.35	17.25	11.73	
鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/mm^2	132.2	199.7	208.2	219.2	216.7	145.7	



参図-1.3.6 検討断面

第４径間と第５径間は、ひび割れの発生本数に違いがあるが、腹圧力の影響で発生する鉄筋応力度は同程度である。また、第４径間終点側と第５径間起点側はＰ４張出し施工ブロックとして同じ日に打設しており、コンクリート材料や養生状況にも差異はないものと考えられる。

ひび割れ本数と腹圧力を径間ごとにまとめると下表のとおりで、第１・６径間で、ひび割れが発生していないことと腹圧力の影響が僅かなことの関係性は肯ける。第２～５径間に関しては、ひび割れ本数と腹圧力に正比例の関係性はあまり強くなく、腹圧力がひび割れの誘因となり、その他の要因の複合度合いの違いでひび割れの程度に差異が生じたものと推察される。

参表-1.3.4 径間ごとのひび割れ本数と腹圧力を考慮した鉄筋応力度の比較

			第１径間	第２径間	第３径間	第４径間	第５径間	第６径間	
ひび割れ本数　（本）			0	2	7	5	18	0	径間全体
腹圧力　W（kN/m）			－	40	52	59	57	7	径間中央部
鉄筋応力度 σ_s (N/mm²)	死荷重時	腹圧無視	105	105	105	105	105	105	〃
		腹圧考慮	114	183	191	202	200	129	〃
	設計荷重時	腹圧無視	122	122	122	122	122	122	〃
		腹圧考慮	132	200	208	219	217	146	〃

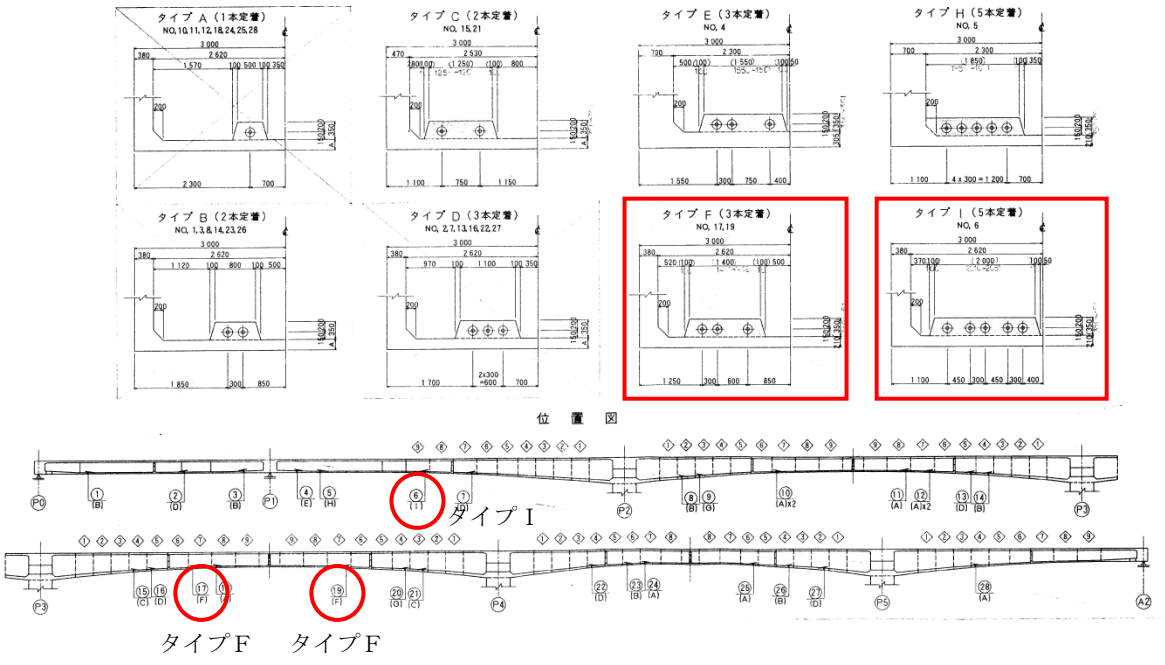
②下床版下面の 45゜方向ひび割れ

1)定着突起部におけるＰＣ鋼材緊張力による背面引張

・主方向ＰＣ鋼材を下床版突起で定着すると、定着突起の背面側に局部的な引張応力が発生するので、ひび割れが発生する場合がある。

→第２径間のひび割れ部には５本定着突起（タイプH）が、第４径間のひび割れ部には３本定着突起（タイプＦ）が配置されている。

→下床版ＰＣ鋼材の定着突起は、ウェブに接合させた形状が望ましいが、本橋は独立した突起形状のために大きめの局部応力が生じ、それがひび割れを誘因したと考えられる。



参図-1.3.7 PC 鋼材配置図

③ウェブ側面の橋軸方向ひび割れ

1）横方向のＲＣ部材としての曲げ

・箱桁は上床版・ウェブ・下床版からなる BOX ラーメン構造として挙動するため、自重や上床版に作用する活荷重によってウェブに曲げモーメントが発生し、ひび割れが発生する可能性がある。

→ウェブ上端の外側には D16ctc125 の鉄筋が配置されているが、その応力度は活荷重時で 90N/mm²（死荷重時は圧縮状態）であり、ヘアークラック程度のひび割れが発生する懸念がある。

2）施工済みの旧ブロックによる拘束

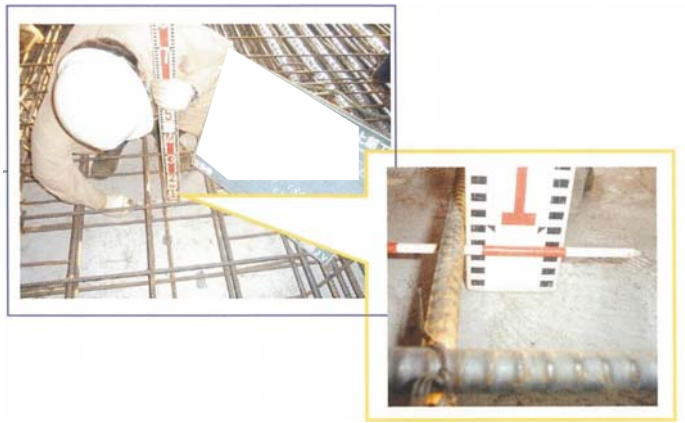
・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることによって、新ブロックの橋軸直角方向に引張が発生し、打継目から伸展するようなひび割れが発生する場合がある。

→スターラップの配筋要領は D16～D19ctc125mm であるが、打継ぎ部の新ブロック側は 5@100mm と密に配置されている。

→ひび割れが打継目から伸展しており、養生条件や気象条件等の影響が重なって、一部のブロックにひび割れが発生したと考えられる。

(4) 施工におけるひび割れ防止のための配慮

施工管理は、以下に示すように各施工段階で適切に行われていたと考えられる。



参写真-1.3.1 配筋管理状況



参写真-1.3.2 打設管理状況



参写真-1.3.3 養生管理状況



参写真-1.3.4 打継ぎ処理状況



参写真-1.3.5 緊張管理状況

(5) まとめ

上述のように施工的には適切に管理が行われていたと考えられ、設計面において、腹圧力の影響を考慮した死荷重時または設計荷重時の鉄筋応力度を制限することで、ひび割れ本数を少なくしたりひび割れ幅を小さくすることは可能と考える。

1.4 橋梁 No.19

(1) 橋梁概要・調査概要

・橋梁形式　ＰＣ３径間連続ラーメン箱桁橋

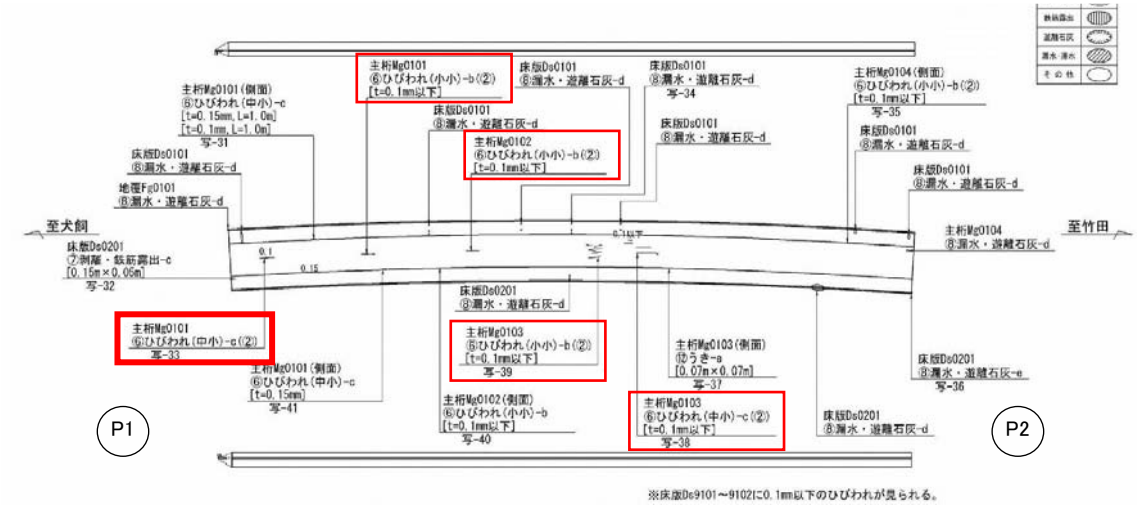
・橋長　255m

・支間割　66.75m＋120.00m＋66.75m

・架設工法　片持ち張出し架設工法

(2) ひび割れの発生状況（顕著なひび割れ）

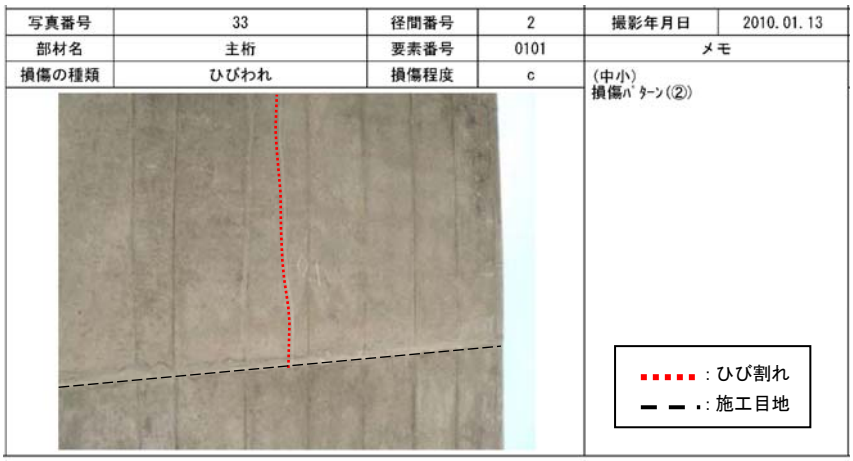
①主桁下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.4.1 損傷図（第２径間主桁下面）

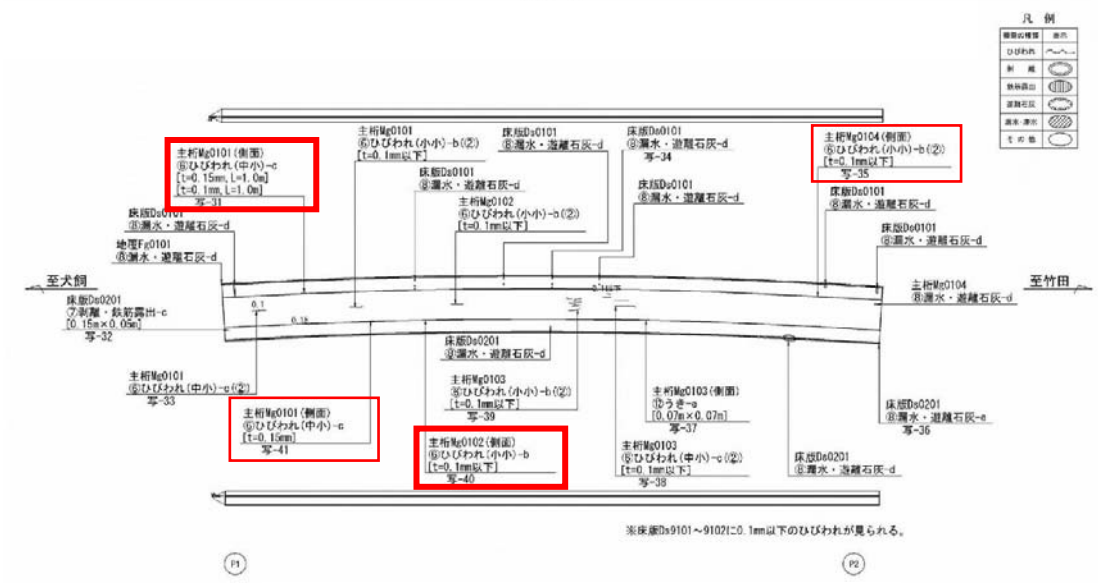
・第１径間、第２径間に発生

・ひび割れ幅は 0.1mm 以下～0.15mm



参図-1.4.2 点検調書抜粋（第２径間　下床版橋軸方向ひび割れ状況）

②主桁側面（外側）の橋軸方向ひび割れ

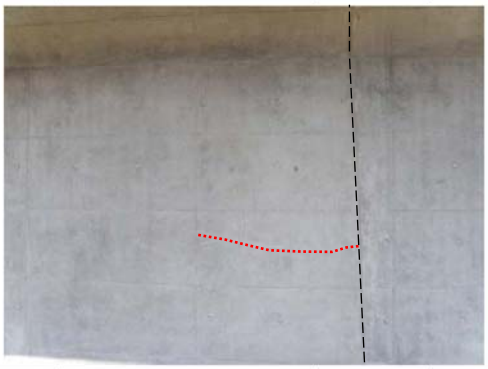


参図-1.4.3 損傷図（第２径間主桁側面）

・第２径間に発生

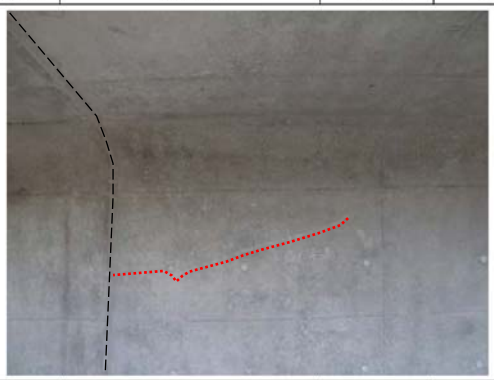
・ひび割れ幅は 0.1mm 以下～0.15mm

写真番号	31	径間番号	2	撮影年月日	2010.01.14
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	c	(側面) (中小) [t=0.15mm, L=1.0m] [t=0.1mm, L=1.0m]	



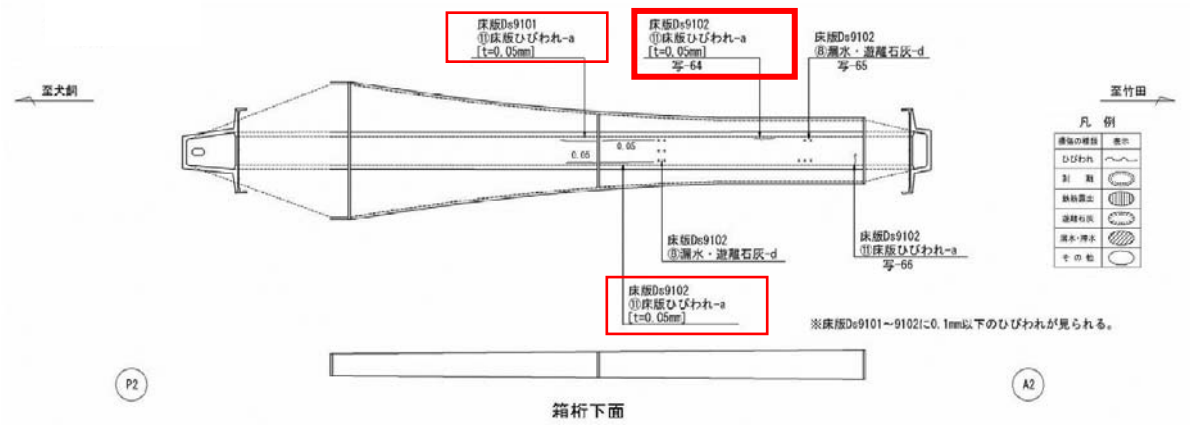
参図-1.4.4 点検調書抜粋（第２径間　桁側面橋軸方向ひび割れ）

写真番号	40	径間番号	2	撮影年月日	2010.01.13
部材名	主桁	要素番号	0102	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	(側面) (小小) [t=0.1mm以下]	



参図-1.4.5 点検調書抜粋（第２径間　桁側面橋軸方向ひび割れ状況）

③上床版下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.4.6 損傷図（第 3 径間上床版下面）

・第 1 径間、第 3 径間に発生

・ひび割れ幅は 0.05mm～0.1mm

写真番号	64	径間番号	3	撮影年月日	2010.01.13
部材名	床版	要素番号	9102	メモ	
損傷の種類	床版ひびわれ	損傷程度	a	[t=0.05mm]	



参図-1.4.7 点検調書抜粋（第 3 径間 上床版橋軸方向ひび割れ状況）

(3) ひび割れの発生要因

①主桁下面の橋軸方向ひび割れ

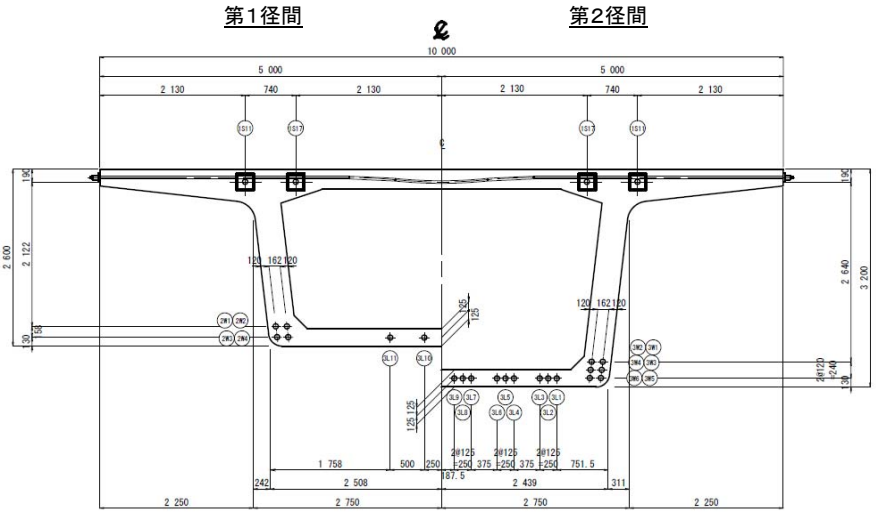
【主な要因】

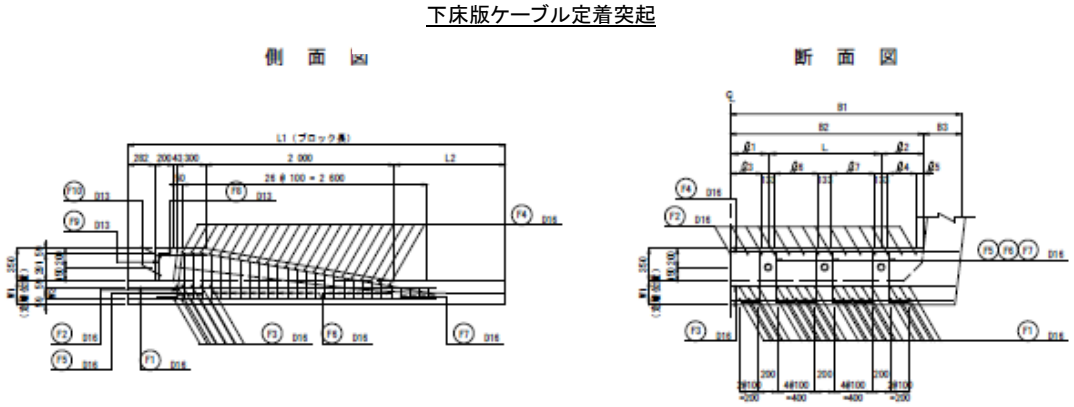
1) 下床版内に配置されているＰＣケーブルによる腹圧

・下床版には配置されたＰＣケーブルは 12S12.7B であり、配置本数は第 1 径間で 4 本、第 2 径間で 18 本、第 3 径間で 2 本となっている。

・ＰＣケーブルが下床版中央に配置されており、腹圧力が大きくなる。

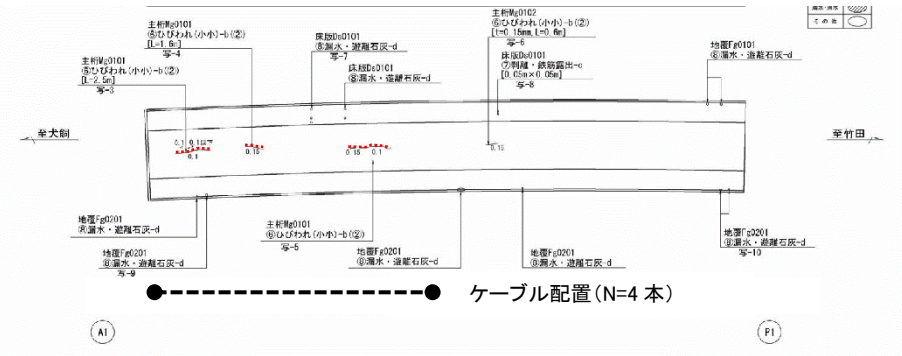
・本橋の適用示方書は平成 8 年道路橋示方書であり、桁高変化による偏向力の検討が一般的な検討項目になっていない。本橋も腹圧の影響に着目した検討は行われていない。





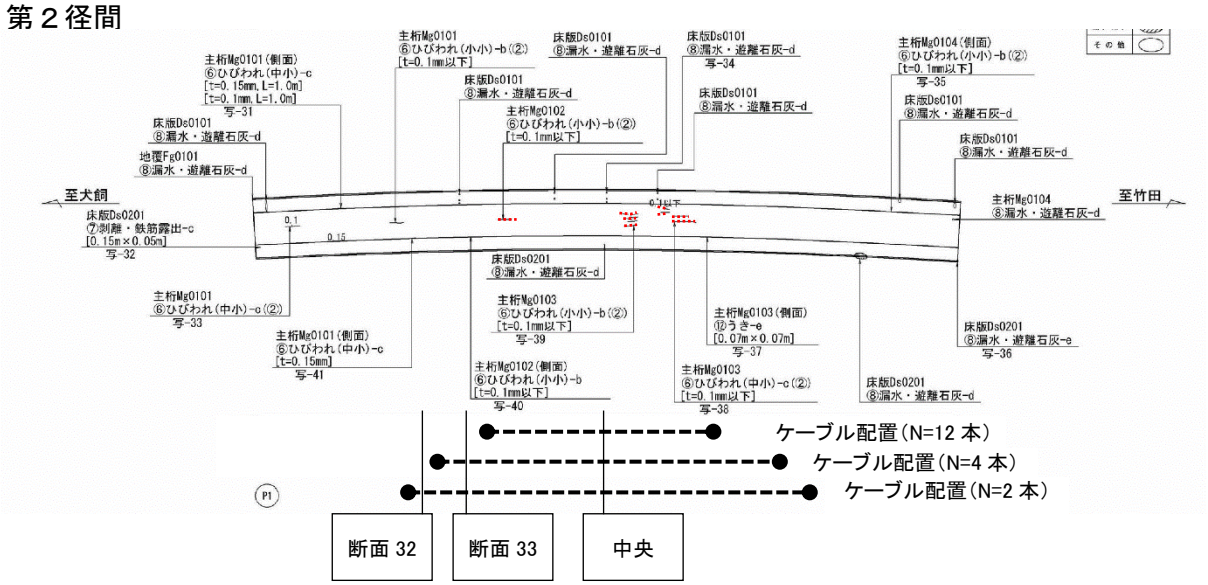
参図-1.4.8 下床版ケーブル本数と定着突起

第１径間

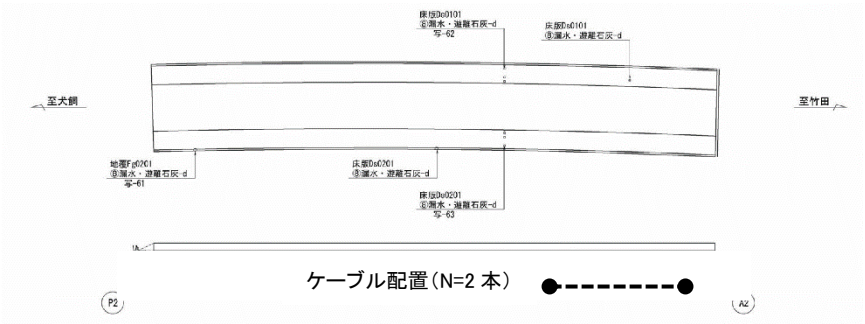


参図-1.4.9 下床版 PC ケーブルの配置とひび割れ箇所（第１径間）

第２径間



第３径間

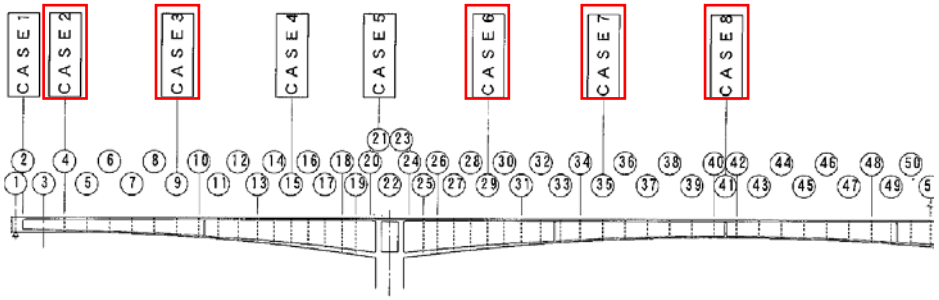


参図-1.4.10 下床版 PC ケーブルの配置とひび割れ箇所（第 2 径間、第 3 径間）

2) 横方向検討結果の確認（計算書の確認）

下床版の設計は、鉄筋の許容応力度（死荷重時：100N/mm²、設計荷重時：180N/mm²）をもとに必要鉄筋量を算出している。実際の鉄筋量は、前述の結果および動的解析の結果を踏まえて、必要鉄筋量を満足するように計画されている。（ただし、計算書では腹圧力の影響について検討された記述はない）

計算結果で示される必要鉄筋量と実際の配置鉄筋量の差を考慮して、補正した鉄筋応力度の計算結果を以下に示す。



参図-1.4.11 着目断面位置図

参表-1.4.1 着目断面構造寸法

断面	CASE2	CASE3	CASE6	CASE7	CASE8
桁高 (m)	2.600	3.171	5.224	3.693	3.200
上床版厚 (m)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
ウェブ厚 (m)	0.400	0.400	0.600	0.400	0.400
下床版厚 (m)	0.250	0.250	0.575	0.250	0.250
下床版支間 (m)	4.616	4.484	3.810	4.364	4.477
備 考	第1径間 端部	第1径間 支間1/2	第2径間 支間1/8	第2径間 支間1/4	第2径間 支間1/2

参表-1.4.2 下床版下筋の引張応力度（設計計算書より算出）

検討断面		CASE2	CASE3	CASE6	CASE7	CASE8
下床版 諸元	版厚 (mm)	250	250	575	250	250
	床版支間 (m)	4.616	4.484	3.810	4.364	4.477
	有効高 (mm)	215	215	540	215	215
	配置 鉄筋量 (mm^2)	D13 ctc250 ＝506.8	D13 ctc250 ＝506.8	D16 Ctc250 ＝794.4	D13 ctc250 ＝506.8	D13 ctc250 ＝506.8
死荷重時 （補正後）	曲げ (kN･m)	7.21	7.11	24.85	7.03	7.10
	鉄筋応力 (N/mm^2)	71	70	61	69	70
設計荷重時 （補正後）	曲げ (kN･m)	9.60	10.19	40.63	10.68	10.22
	鉄筋応力 (N/mm^2)	95	100	100	105	101

3) 腹圧力の影響による増加応力度の考慮

下床版の下側鉄筋に着目して計算を行う。腹圧力を算出し、死荷重および設計荷重時の鉄筋引張応力度との足合せ結果を以下の表に示す。桁高変化の円弧半径Rを算出し、下床版に配置されているＰＣ鋼材本数Ｎを用いて腹圧力及び下床版鉄筋応力度について算出する。（計算書で算出されている主桁断面位置での断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長Ｌとその区間における桁高差Ｈより桁高変化の円弧半径Ｒを算出。$R^2=(R-H)^2+L^2$

②下床版配置のＰＣ鋼材のプレ導入直後の設計緊張力Ｐと本数Ｎを用いて腹圧力Ｗを算出。$W=P\times N/R(kN)$

③下床版を、ＰＣ鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長：Ｌ)と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメントＭと鉄筋応力度σ_sを算出。

曲げモーメント：$M=(W/L)\times L^2/24+M'$　（M'：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度：$\sigma_s=M/(7/8\times d\times A_s)$　（有効高：d、鉄筋量：A_s）

参表-1.4.3 鉄筋応力度

【1】腹圧力による曲げモーメントの算出

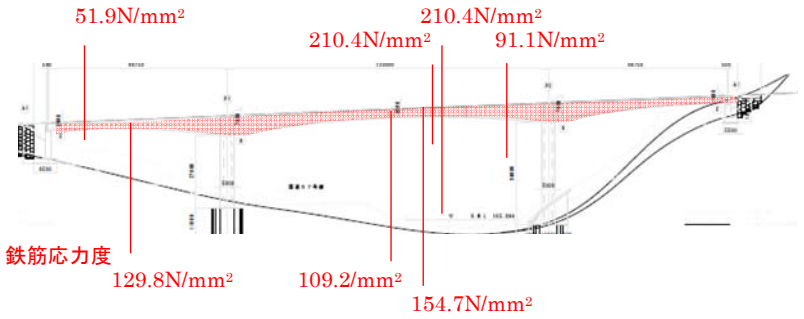
		単位	第一径間		第二径間					備考
			端部（断面4）	支間中央（断面9）	支間1/8	支間1/4(断面49)	支間1/4(断面46)	支間1/4(断面45)	支間中央(断面41)	
	ケーブル張力（プレストレッシング直後）	kN	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	設計図書
	ケーブル本数：N	本	0	4	2	6	12	18	18	設計図書
	桁高変化：H	m	0.023	0.457	0.643	0.475	0.315	0.237	0.156	設計図書
	変化区間：L	m	4	8	6	7	8	8	8	設計図書
	下床版支間長：l	m	4.616	4.484	3.81	4.364	4.364	4.364	4.477	設計図書
	下床版厚	mm	250	250	650	250	250	250	250	設計図書
	下床鉄筋の径：D	mm	13	13	19	16	13	16	16	設計図書
	下床版鉄筋の断面積：A	mm^2	126.7	126.7	286.5	198.6	126.7	198.6	198.6	設計図書
	下床版鉄筋の配置間隔	mm	125	125	250	200	125	125	125	設計図書
	有効幅内（1.0m）の配置鉄筋本数	本	8	8	4	5	8	8	8	
	下床版鉄筋のかぶり	mm	35	35	35	35	36	37	35	設計図書
	円弧半径：R	m	348	70	28	52	102	135	205	$R^2=(R-H)^2+L^2$
	腹圧力	kN/m	0	74	92.5	149.4	152.4	172.7	113.7	1295ｋN*N/R
	下床版分布荷重（腹圧力）	kN/m	0	16.5	24.28	34.23	34.92	39.57	25.4	等分布と仮定
①	腹圧力による曲げモーメント	kN･m	0	13.82	14.69	27.16	27.71	31.4	21.21	両端固定と仮定

【2】死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

②	死荷重による曲げモーメント	kN･m	7.21	7.11	24.85	7.03	8.03	9.03	7.1	設計図書
①＋②	合計曲げモーメント（死荷重＋腹圧力）：M	kN･m	7.21	20.93	39.54	34.19	35.74	40.43	28.31	
	有効高：d	mm	208.5	208.5	605.5	207	207.5	205	207	
	鉄筋量：A_s	mm^2	1013.6	1013.6	1146	993	1013.6	1588.8	1588.8	
	鉄筋応力度（死荷重＋腹圧力）	N/mm^2	39	113.2	65.1	190.1	194.2	141.9	98.4	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

【3】設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

③	設計荷重による曲げモーメント	kN･m	9.6	10.19	40.63	10.68	11.68	12.68	10.22	設計図書
①＋③	合計曲げモーメント（設計荷重＋腹圧力）	kN･m	9.6	24.01	55.32	37.84	39.39	44.08	31.43	
	鉄筋応力度（設計荷重＋腹圧力）	N/mm^2	51.9	129.8	91.1	210.4	214	154.7	109.2	



参図-1.4.12 検討断面

第２径間支間中央部は、腹圧力を考慮することで設計荷重時の引張応力度が約210N/mm²になり、ひび割れ幅が発生する可能性がある。一方、第１径間は、腹圧力を考慮しても、引張応力度がさほど大きくなく、設計荷重時でも130N/mm²にとどまった。腹圧力の影響に加えて、新旧打継ぎによる外部拘束の影響などが重複した可能性が考えられる。

4）施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・下床版ケーブルが配置されていない箇所において、長さ１m程度のひび割れが下床版中心部に発生している。

・ひび割れが、打継目を境に発生しており、外部拘束により生じたひび割れの可能が考えられる。

②主桁側面（外側）の橋軸方向ひび割れ

1）施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・中間支点に比較的近い桁高が高くウェブ厚が厚いブロックにひび割れが発生しており、発生位置は桁高１/２程度となっている。

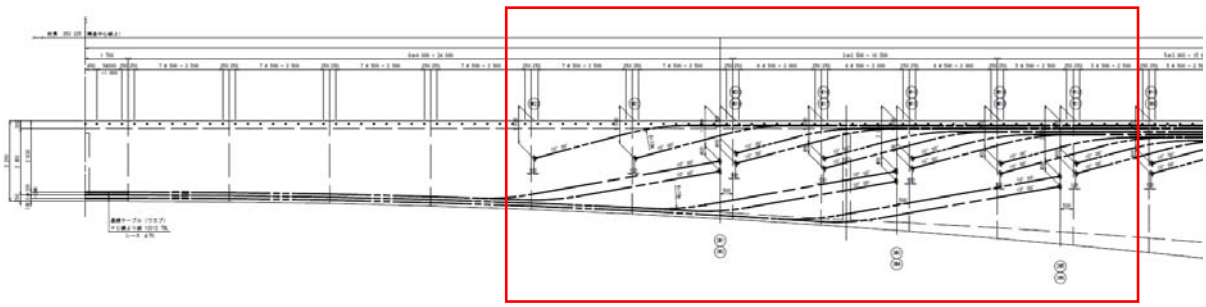
・ひび割れが、打継目を境に発生しており、外部拘束により生じたひび割れの可能が高い。

2）主ケーブル緊張による局部応力

・第２径間の支間長１/４付近の上床版に近いウェブ側面にひび割れが発生しており、ひび割れの方向は打継目から少し斜め上に向かっている。

・架設ケーブル定着部のすぐ上方に次ブロックの架設ケーブル用シースが配置されており、そのシースは、架設ケーブル緊張時に内部が空洞となっている。

・ひび割れが発生している支間長１/４付近には、スパンケーブルを定着するためのウェブ突起や下床版突起が配置されており、架設ケーブルとスパンケーブルの定着によって、ウェブの応力分布が複雑になっていると考えられる。



参図-1.4.13 主ケーブル配置形状（主桁側面図）

③上床版下面の橋軸方向ひび割れ

1) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・ひび割れ発生位置は、収縮ひずみによる応力集中が起こりやすい場所であることに加えて架設ケーブルが配置されている。

・ひび割れは、打継目を境に発生しており、外部拘束により生じたひび割れの可能性が考えられる。

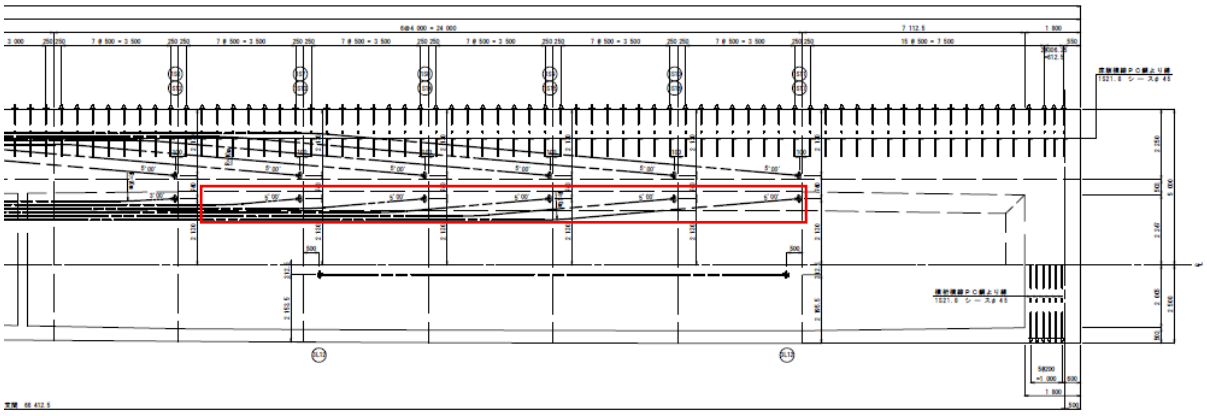
・ひび割れが橋軸方向につながって発生している箇所もある。ブロック長が短い場合は外部拘束の影響がブロック全体に影響するため、ひび割れがつながったように発生している可能性がある。

2) 架設ケーブルの平面曲げによる腹圧の影響

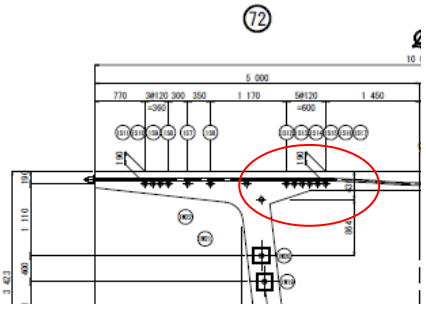
・架設ケーブルはウェブ付近で定着を行うが、配置本数が多いため、架設ケーブルを平面的に曲げた配置となる。特に、中間床版側の架設ケーブルは、ケーブル間隔が狭いうえ、曲線配置部分が比較的集中したケーブル配置になっている。

・中間床版側は、床版ハンチ長さが 600mm と比較的に短いため、架設ケーブルが床版ハンチ内に納まっておらず、床版厚が最も薄い部分で曲げた配置になっている。

・上記の条件のもと、架設ケーブルの平面曲げによる腹圧の影響により、ひび割れが発生した可能性が考えられる。



参図-1.4.14 架設ケーブル配置形状（平面図）

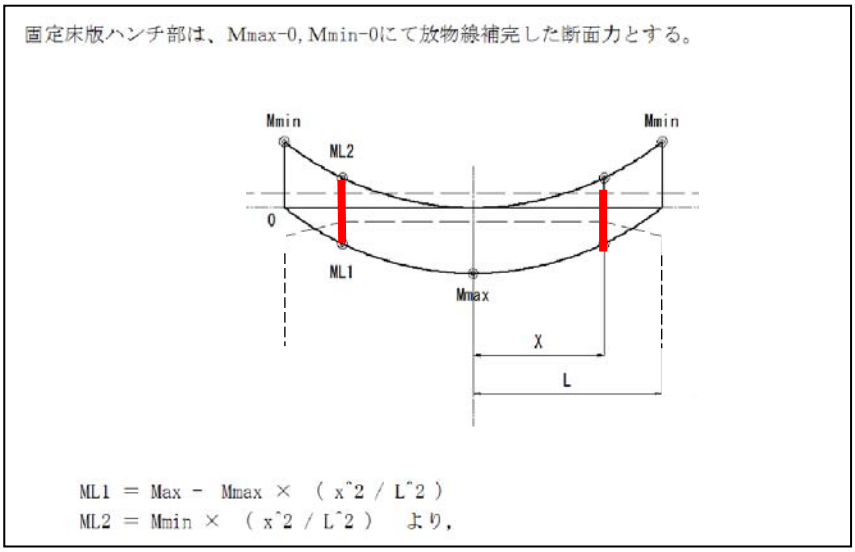


参図-1.4.15 上床版ハンチ形状と架設ケーブル配置位置（断面図）

3) 上床版厚変化点における応力照査

・中間床版側のハンチは長さが 600mm と比較的に短いため負の曲げモーメントの影響が大きくなる。さらに床版の支点付近（ウェブ付近）は、横締ケーブルが架設ケーブルの上に配置されるため、横締鋼材の偏心モーメントの影響も加わり、床版下面に引張応力が発生するおそれがある。

・上床版の検討は、支点部と支間中央部の断面に着目して行われるが、床版厚変化点の断面も応力状態が厳しい場合がある。この断面を検討する場合、道示の「T 荷重による床版単位幅あたりの設計曲げモーメント」に示される式を補間して曲げモーメントを算出するが、検討断面として扱うことが明確になっていないため、検討されていないケースがあり、その結果、ひび割れが発生した可能性も考えられる。



参図-1.4.16 上床版ハンチ部断面力算出例

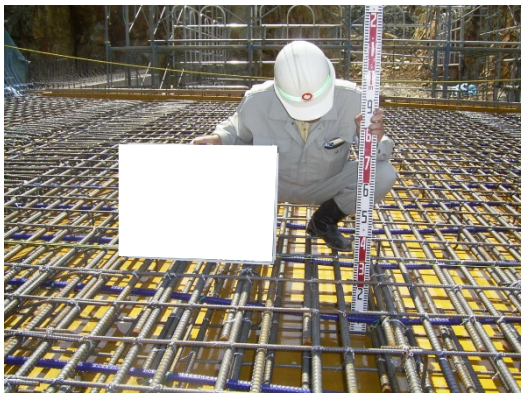
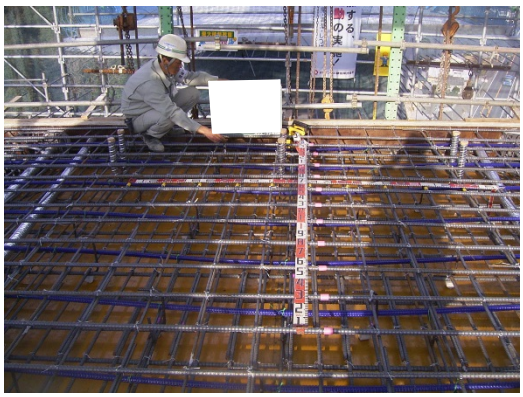
(4) 施工対応でのひび割れ防止対策（考え得る対策と実現の可能性）

竣工図書を確認した結果、型枠、配筋、緊張作業などの段階検査が実施されており、適切に施工が実施されている。

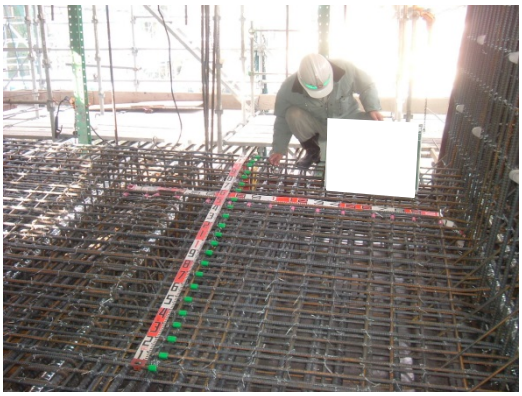




参写真-1.4.1 褄枠検査状況

参写真-1.4.2 上床版配筋型枠検査状況




参写真-1.4.3 下床版ウェブ配筋検査状況




参写真-1.4.4 主ケーブル緊張検査状況

(5) まとめ

計画段階において、①ケーブルの配置位置を見直して偏向力の低減を図る、②突起定着の位置を見直して複雑な応力状態を避ける、③架設ケーブル配置部を包括するようなハンチ形状、④検討断面の追加、などの配慮が必要と考えられる。

【参考文献】

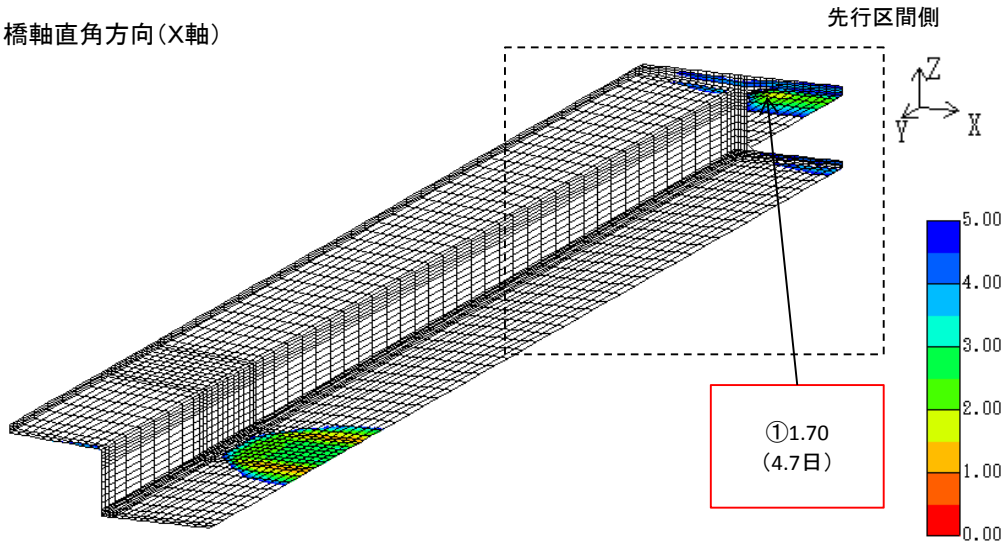
1) コンクリート道路橋設計便覧　平成 6 年 2 月，社団法人日本道路協会，1994

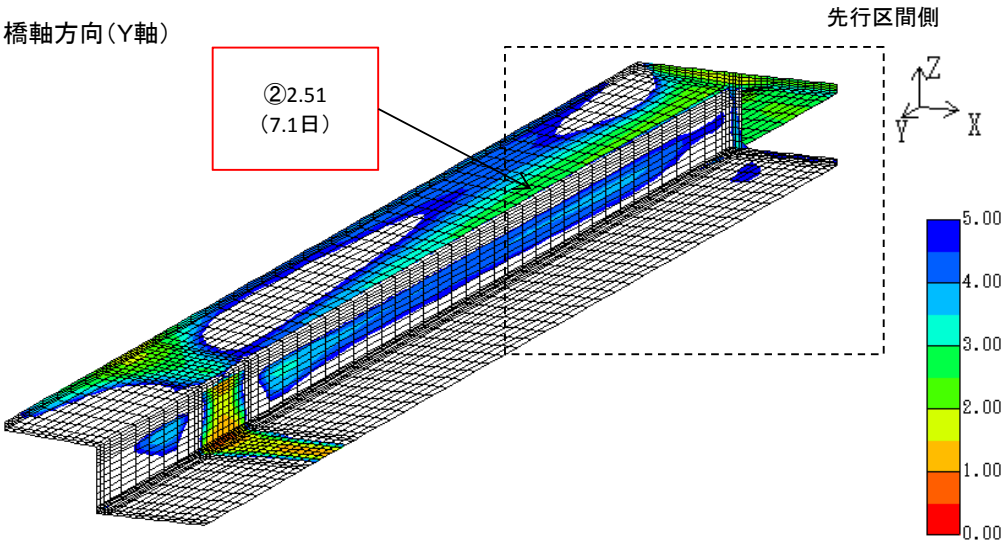
2) 2012 年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，公益社団法人土木学会，2012

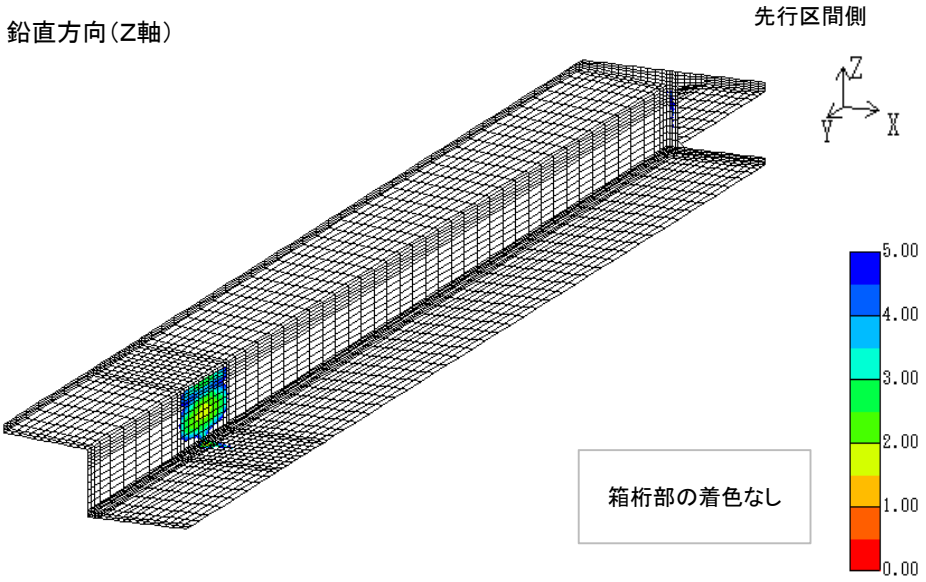
参考資料２：パラメータ解析データ（ＰＣ箱桁のウェブとフランジ打継目のひび割れ）

ケース 01. 基本モデル
ケース 02. 桁高
ケース 03. 幅員
ケース 04. ウェブ幅
ケース 05. 下床版厚
ケース 06. 首下高さ
ケース 07. 既設構造物
ケース 08. 外気温
ケース 09. セメント量
ケース 10. 乾燥収縮度
ケース 11. 結果一覧

・ケース01　　基本モデル



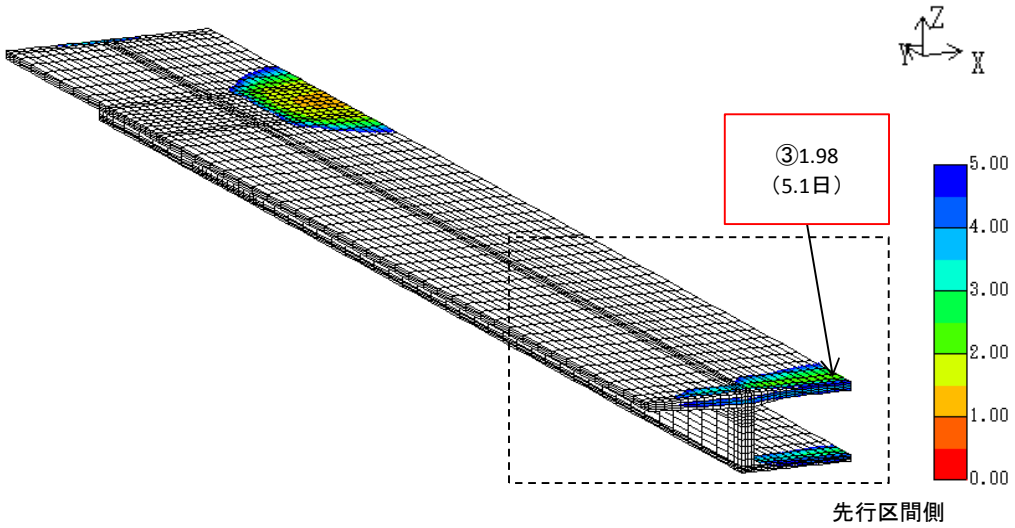




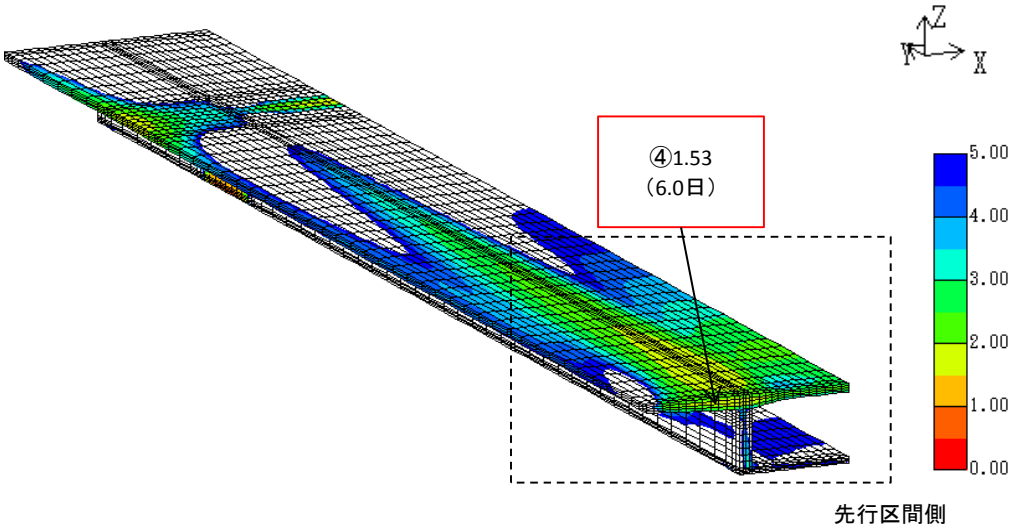
参図-2.1.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース01

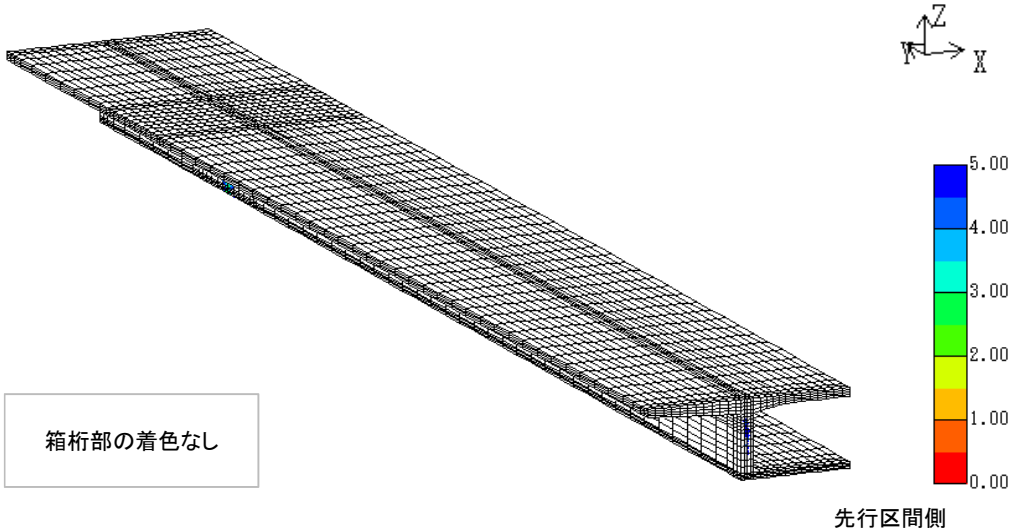
橋軸直角方向（X軸）



橋軸方向（Y軸）



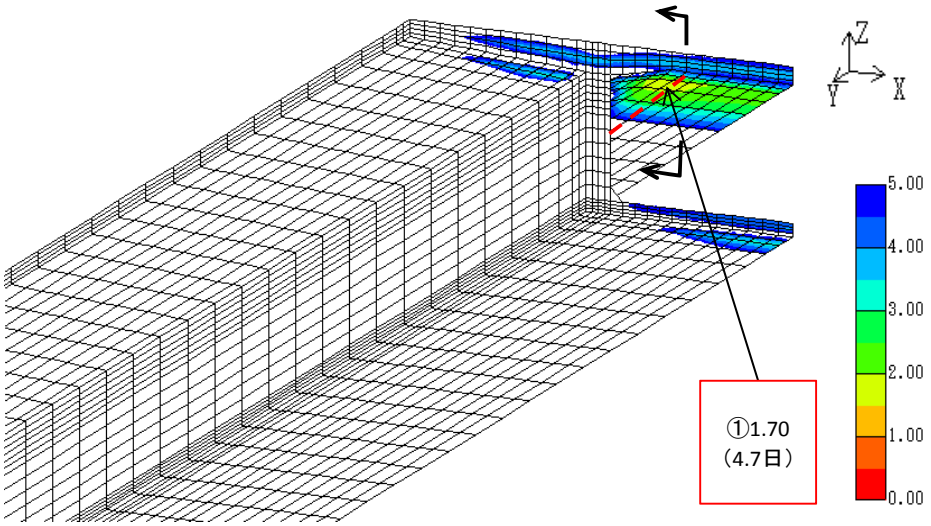
鉛直方向（Z軸）



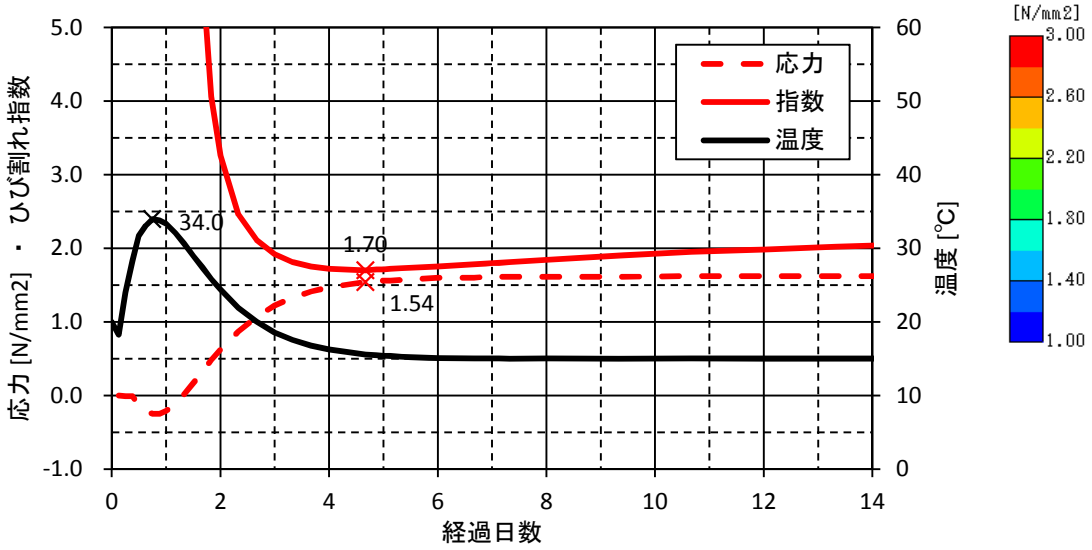
参図-2.1.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／上面側／全景）

・ケース01

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

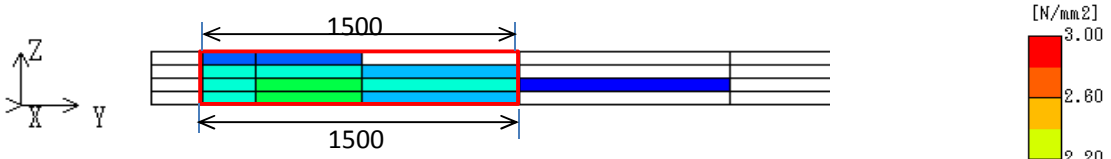


参図-2.1.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.1.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

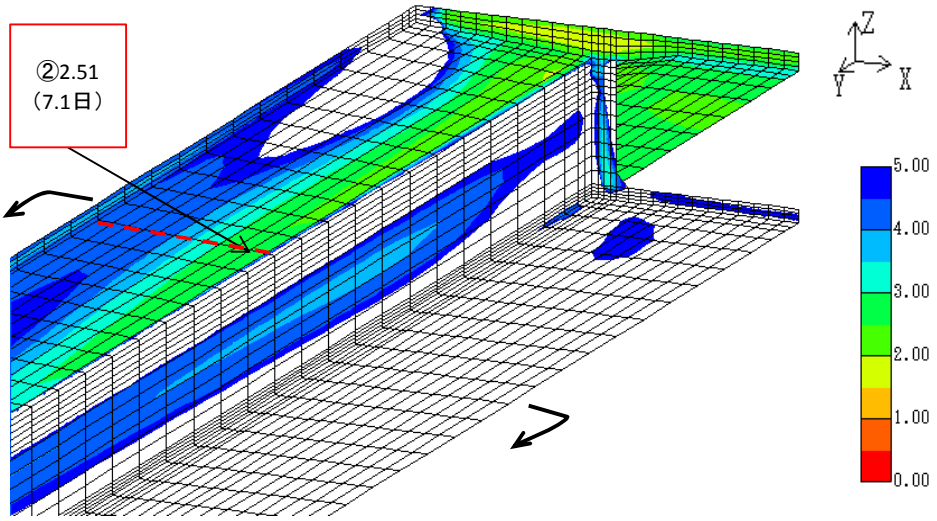


参図-2.1.5 要素平均応力度の分布

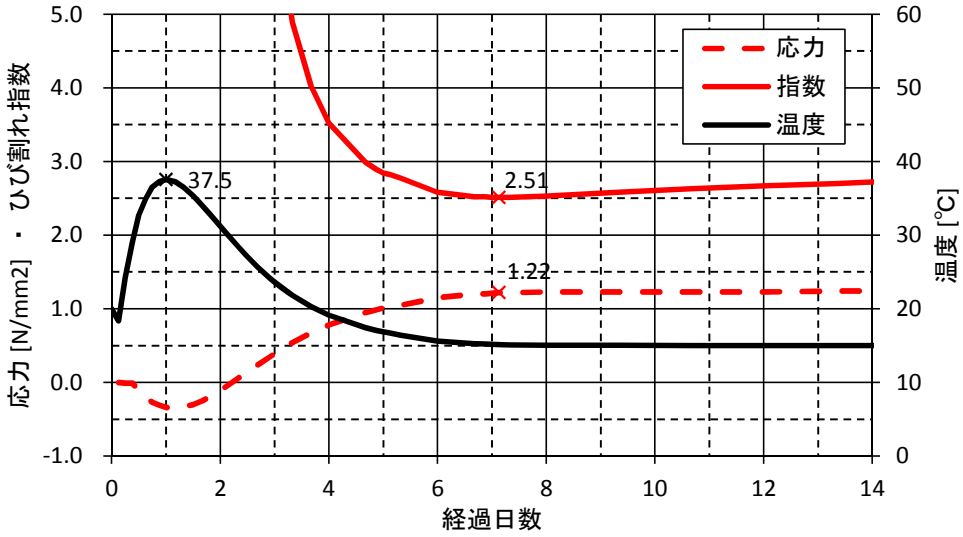
赤枠内に作用する引張力	T＝	572856	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4774	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1591	mm^2/m	

・ケース01

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

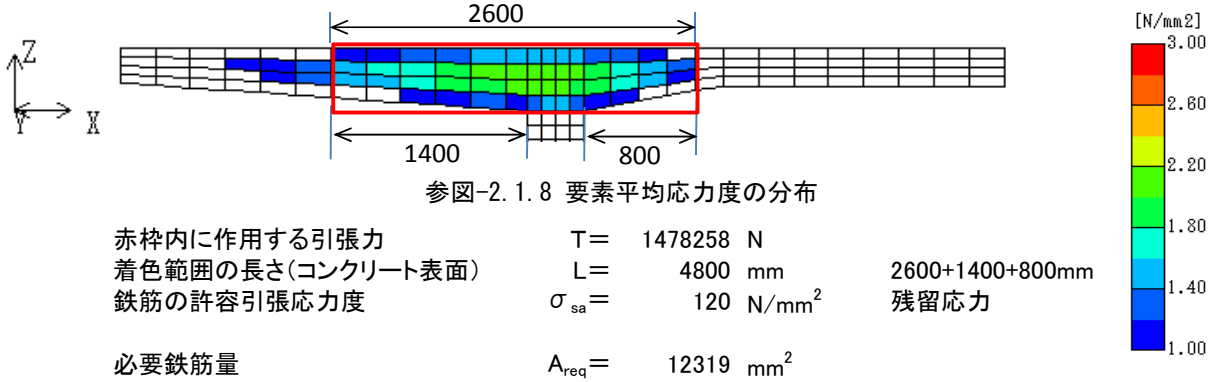


参図-2.1.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.1.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

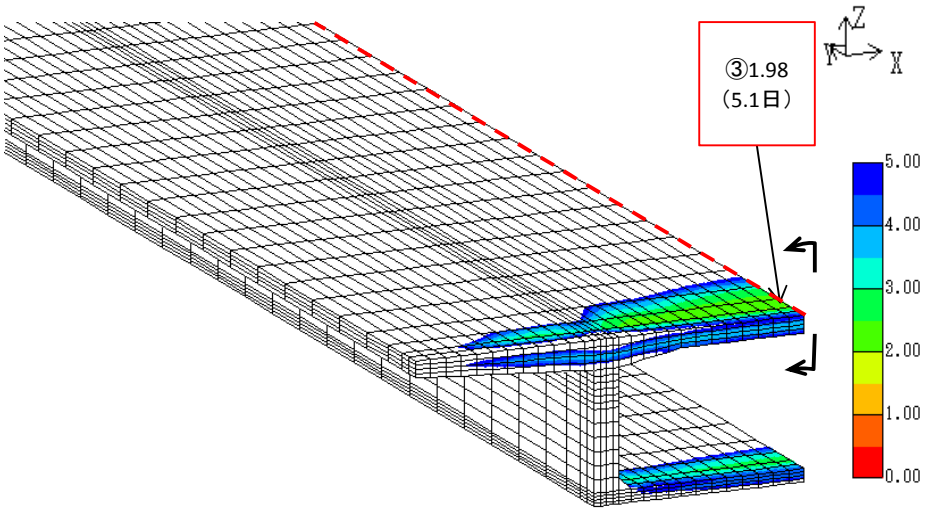


参図-2.1.8 要素平均応力度の分布

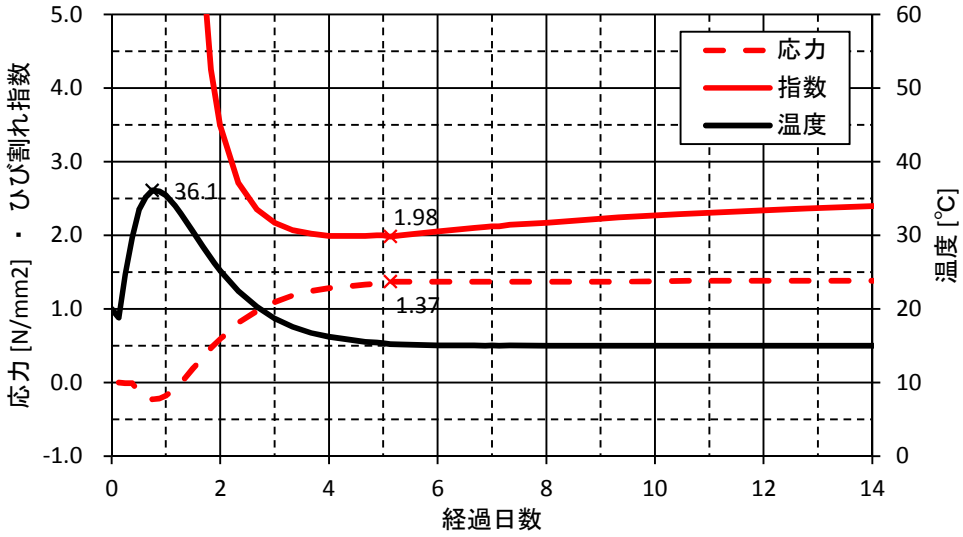
赤枠内に作用する引張力	T＝	1478258	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	4800	mm	2600+1400+800mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	12319	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2566	mm^2/m	

・ケース01

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

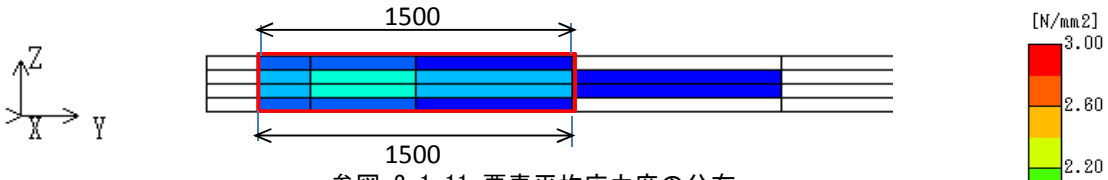


参図-2.1.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.1.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

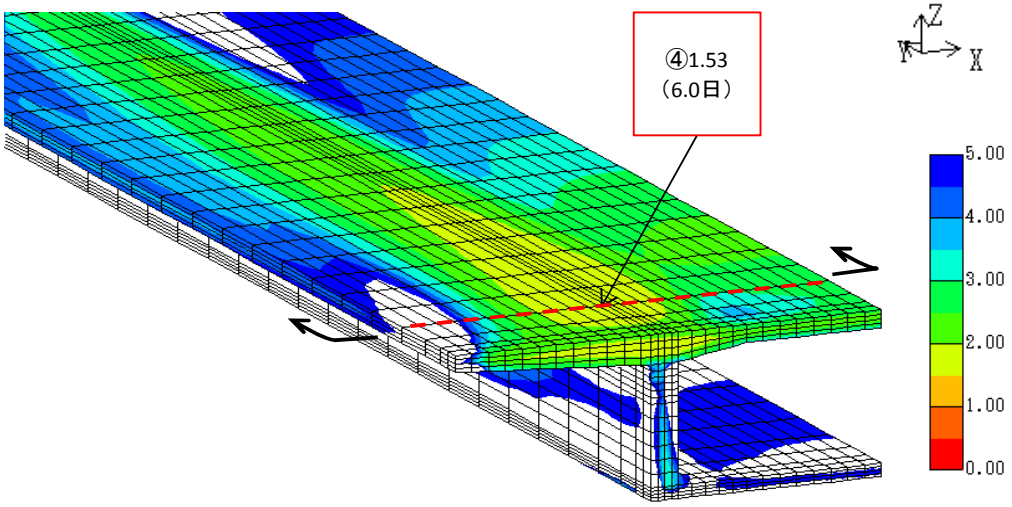


参図-2.1.11 要素平均応力度の分布

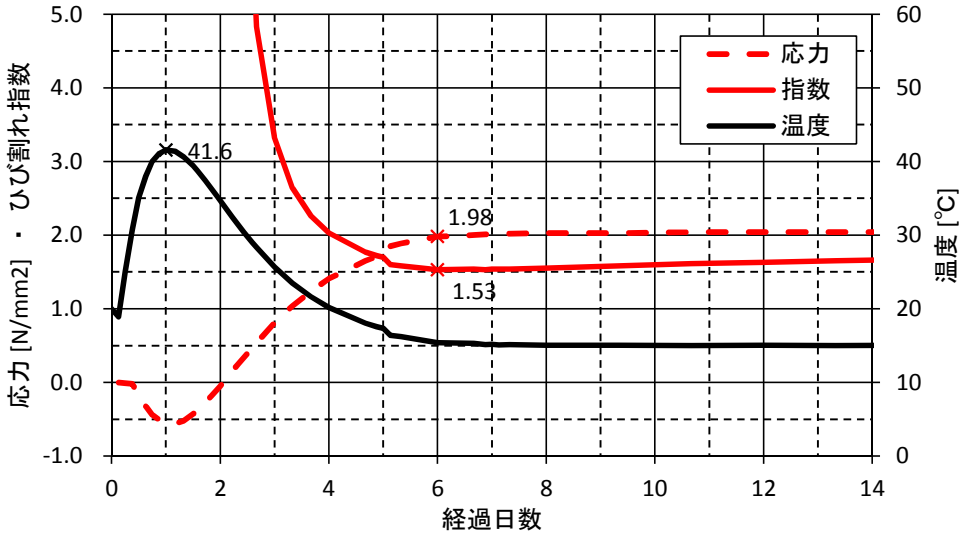
赤枠内に作用する引張力	T＝	552653	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4605	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	1535	mm^2/m	

・ケース01

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

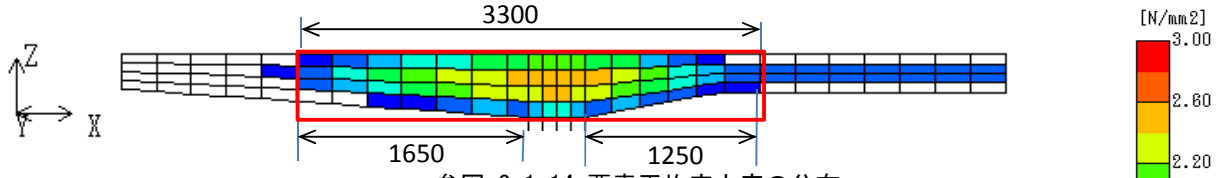


参図-2.1.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.1.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

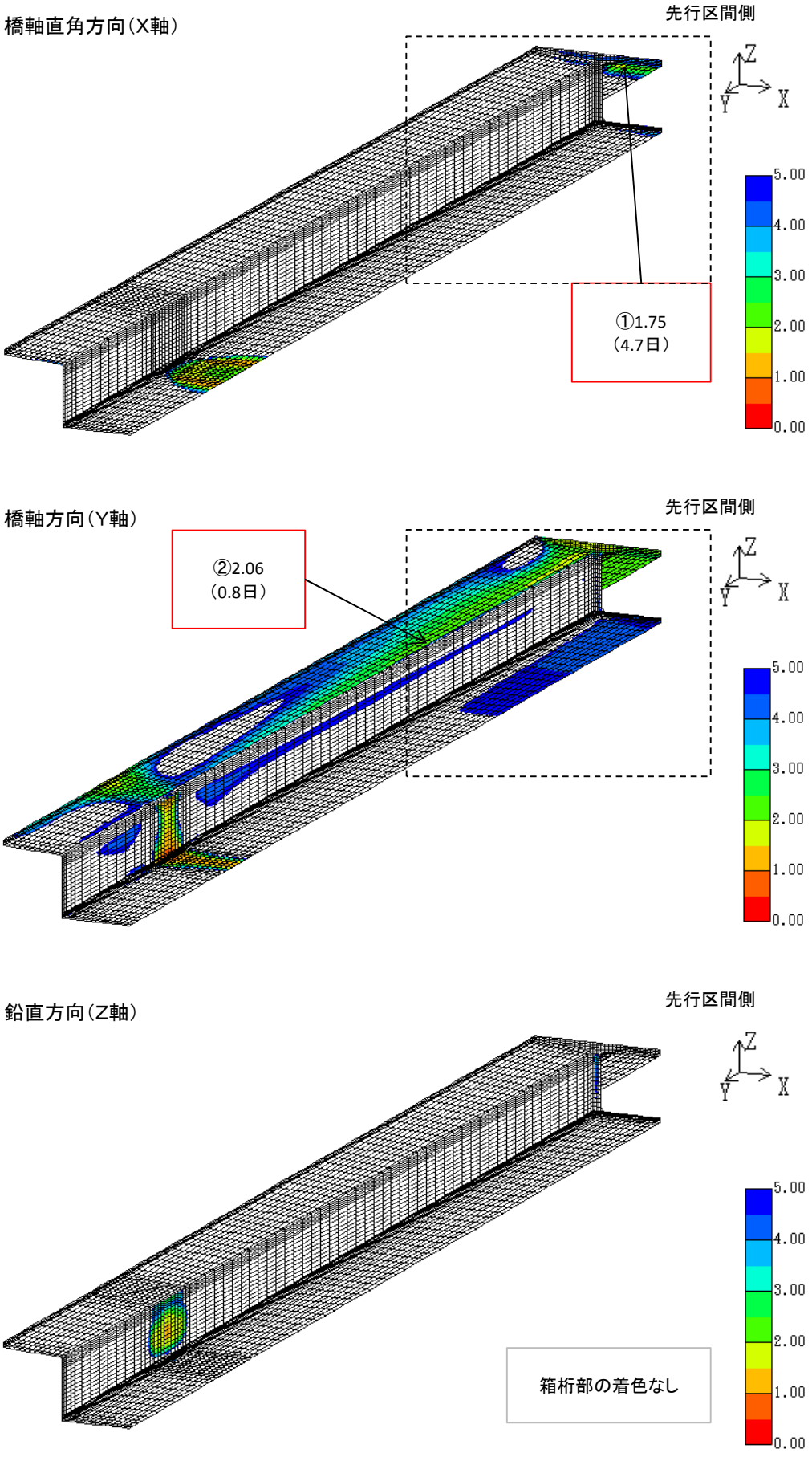


参図-2.1.14 要素平均応力度の分布

赤枠内に作用する引張力	T＝	2055722	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	6200	mm	3300+1650+1250mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	17131	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2763	mm^2/m	

・ケース02

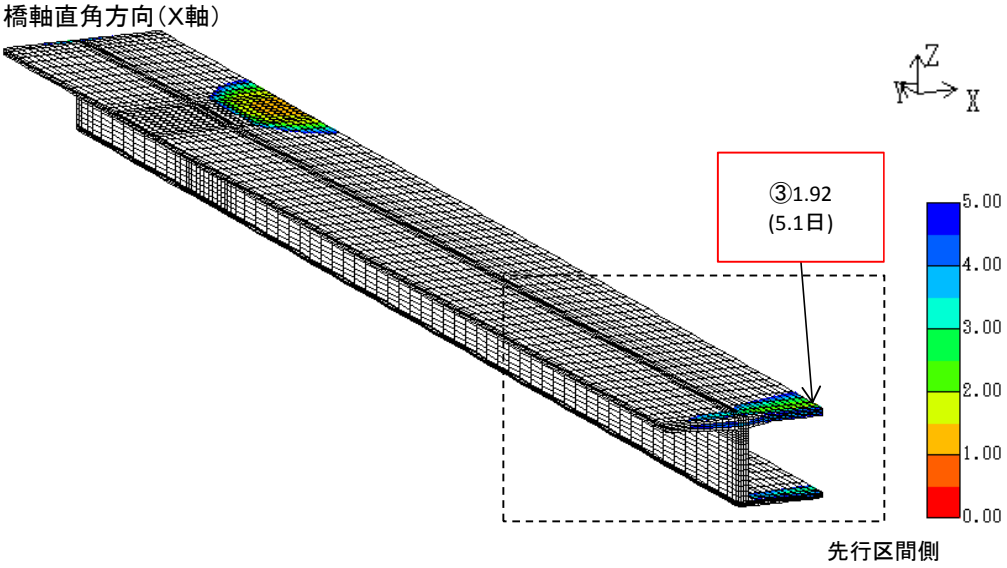
桁高	2.5	⇒	3.5	m



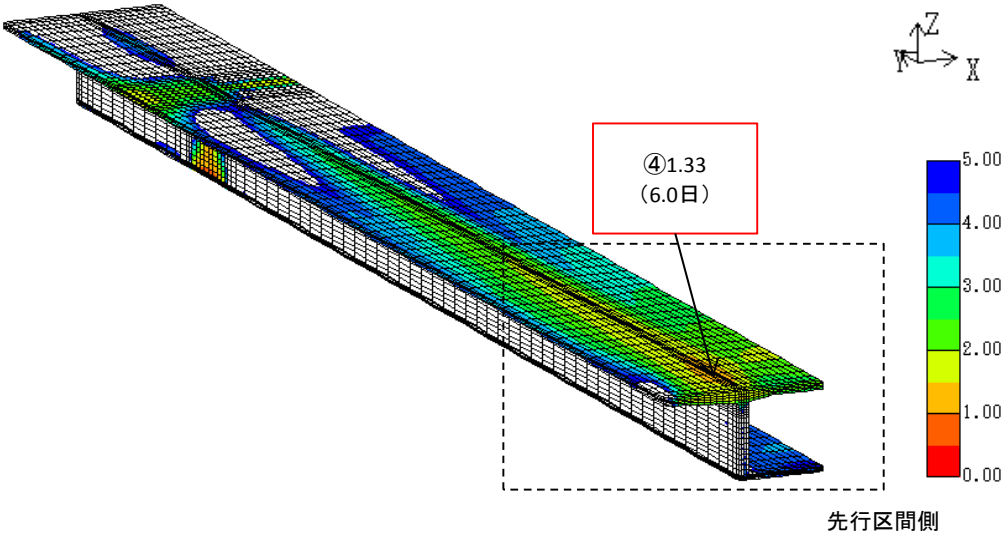
参図-2.2.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース02

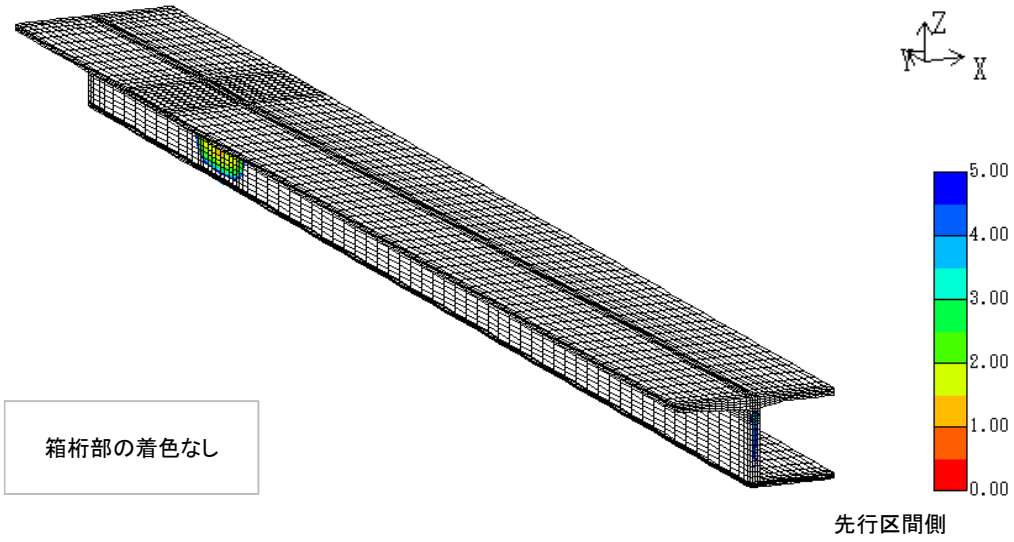
橋軸直角方向(X軸)



橋軸方向(Y軸)



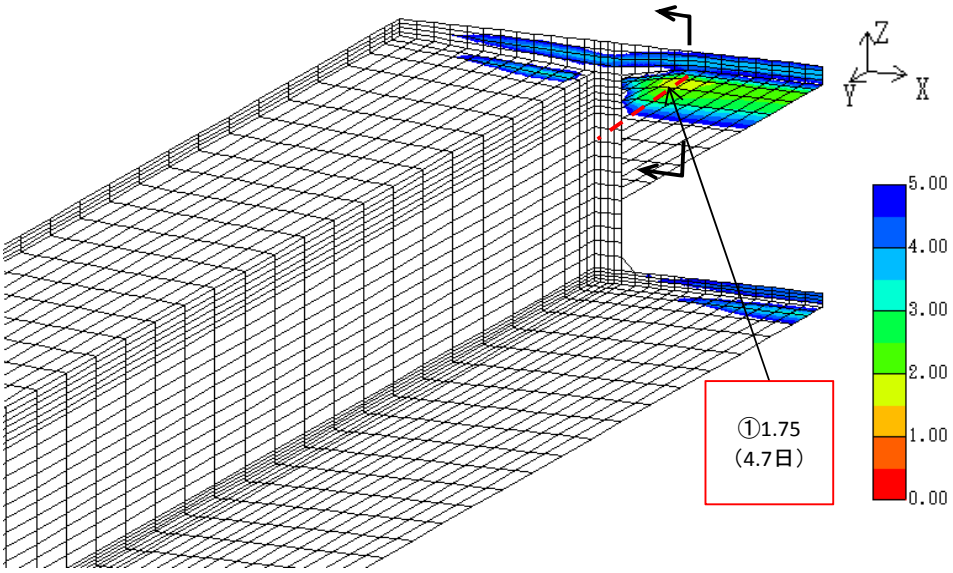
鉛直方向(Z軸)



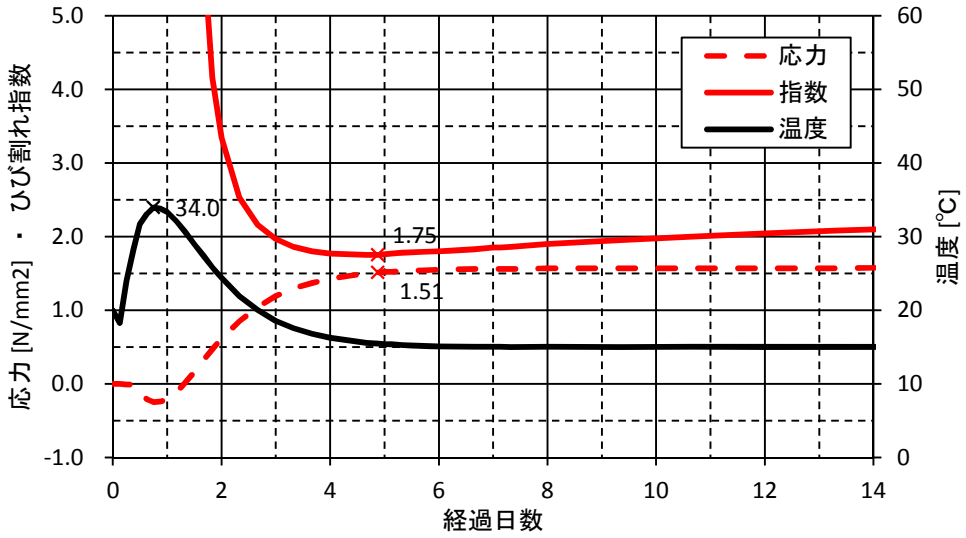
参図-2.2.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース02

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

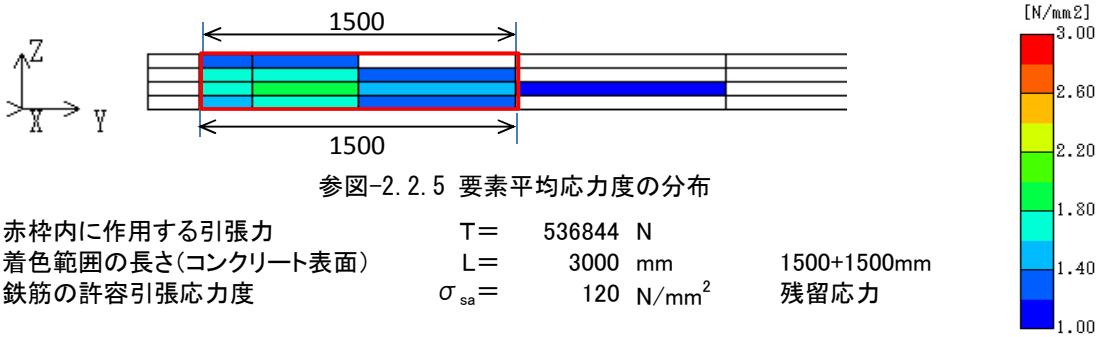


参図-2.2.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.2.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

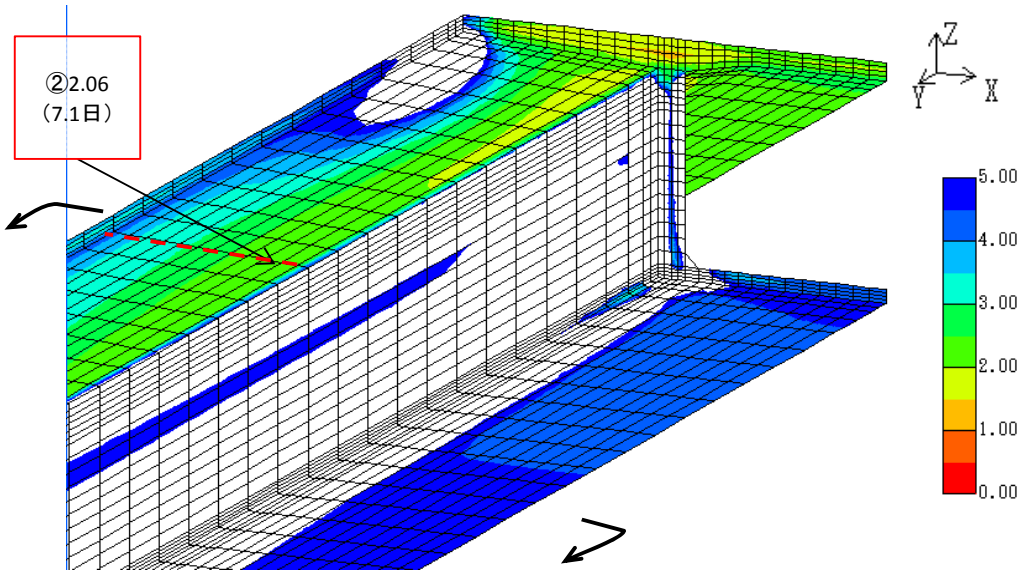


参図-2.2.5 要素平均応力度の分布

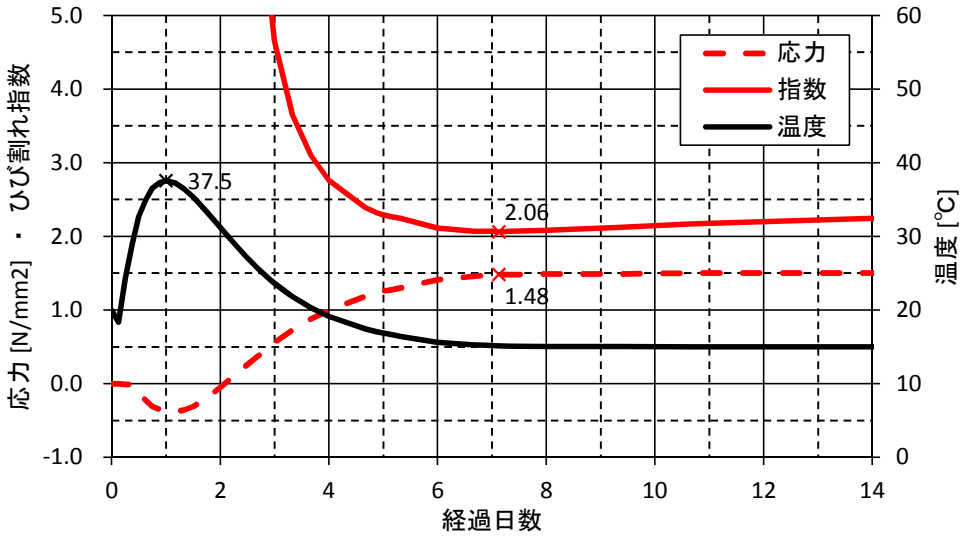
赤枠内に作用する引張力	T＝	536844	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4474	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1491	mm^2/m	

・ケース02

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

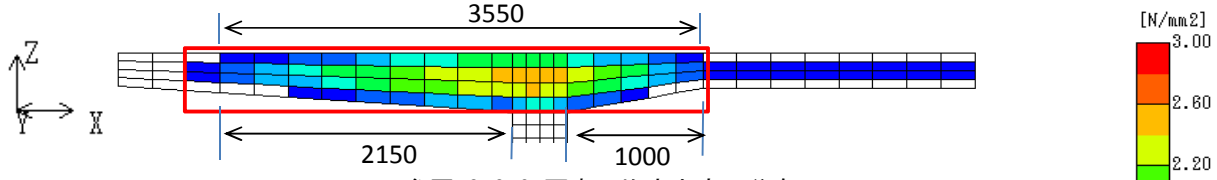


参図-2.2.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.2.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

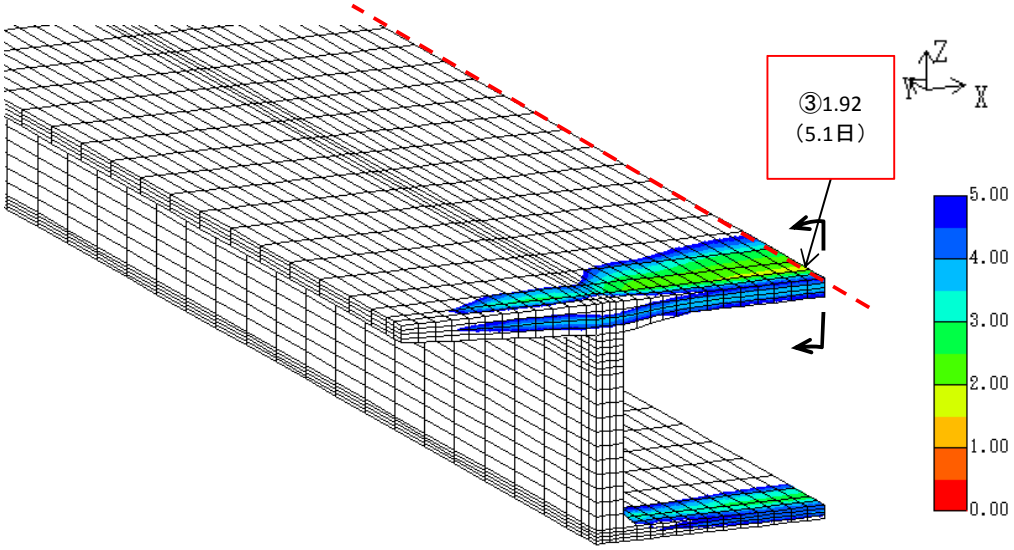


参図-2.2.8 要素平均応力度の分布

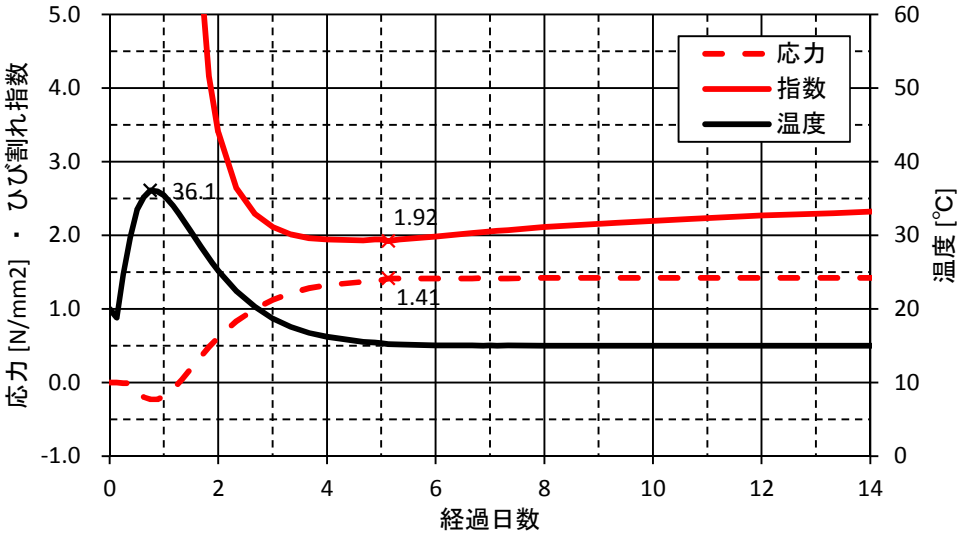
赤枠内に作用する引張力	T＝	2195410	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	6700	mm	3550+2150+1000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	18295	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	2731	mm^2/m	

・ケース02

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

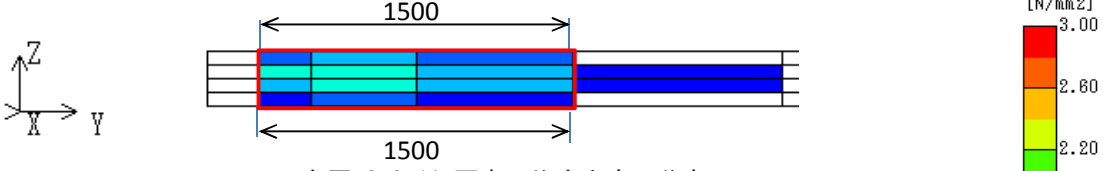


参図-2.2.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.2.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

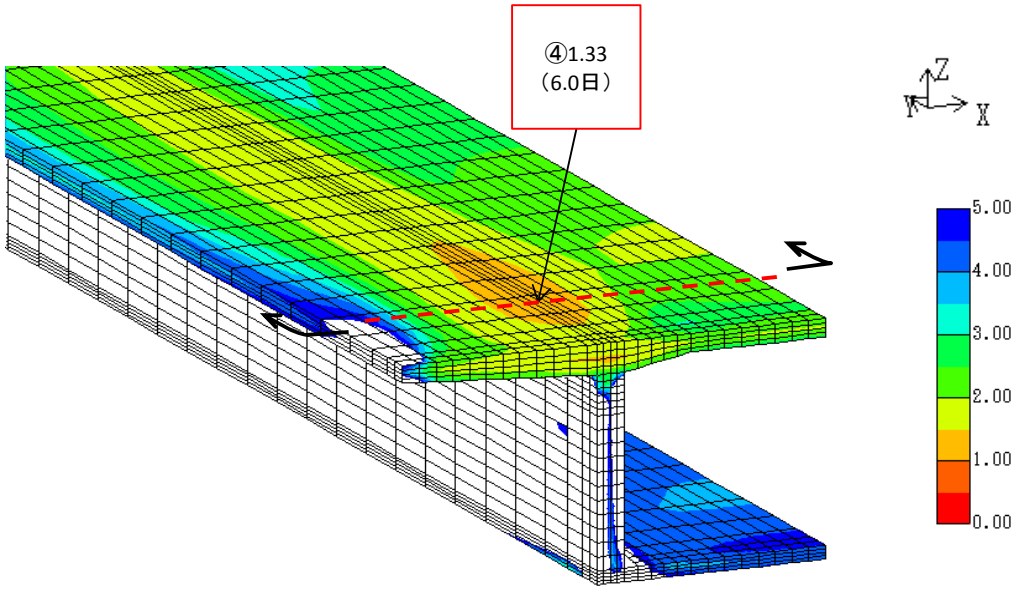


参図-2.2.11 要素平均応力度の分布

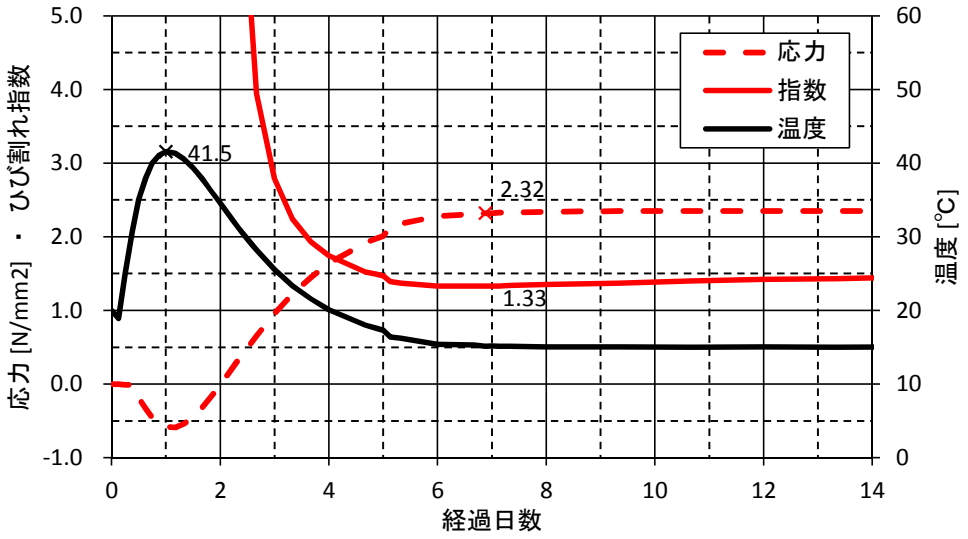
赤枠内に作用する引張力	T＝	564715	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4706	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1569	mm^2/m	

・ケース02

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

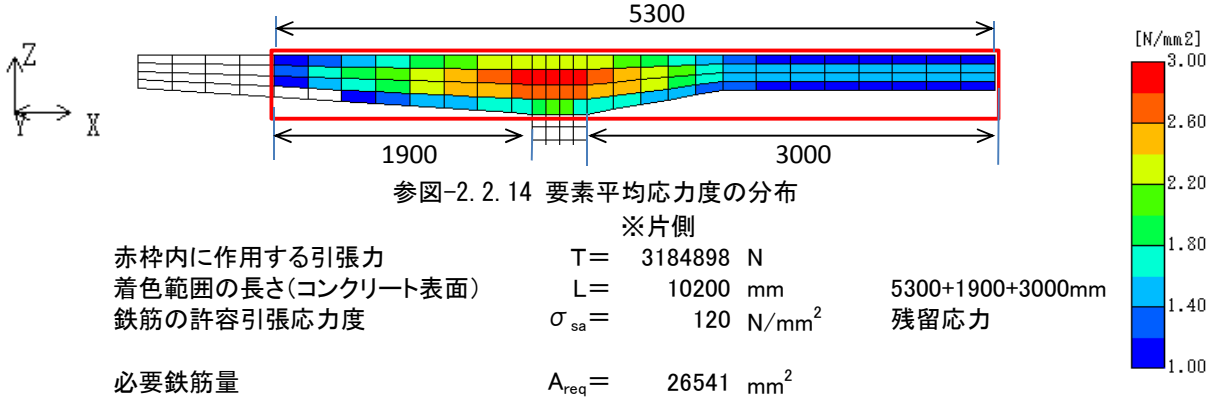


参図-2.2.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.2.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）



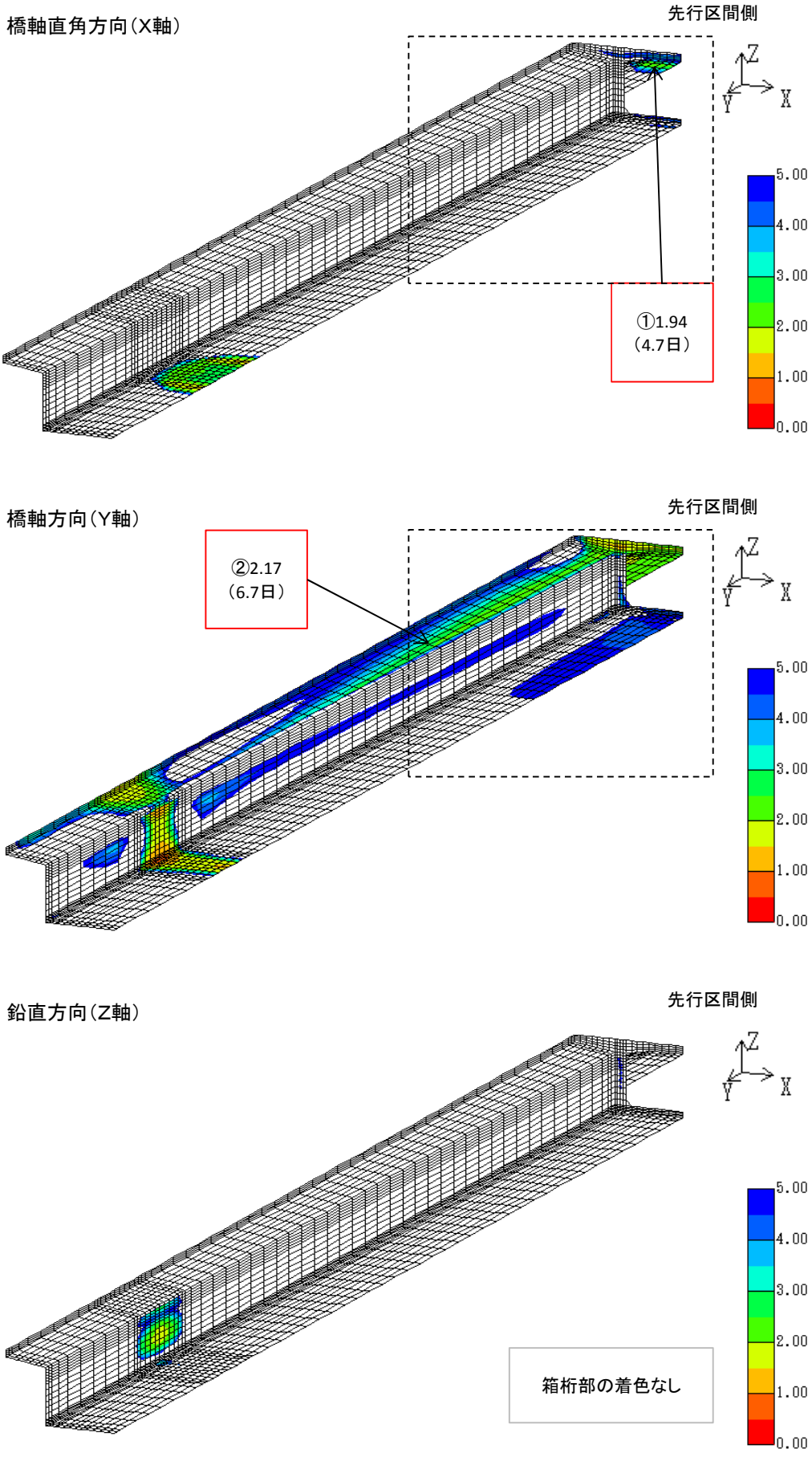
参図-2.2.14 要素平均応力度の分布

※片側

赤枠内に作用する引張力	T＝	3184898	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	10200	mm	5300+1900+3000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	26541	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2602	mm^2/m	

・ケース03

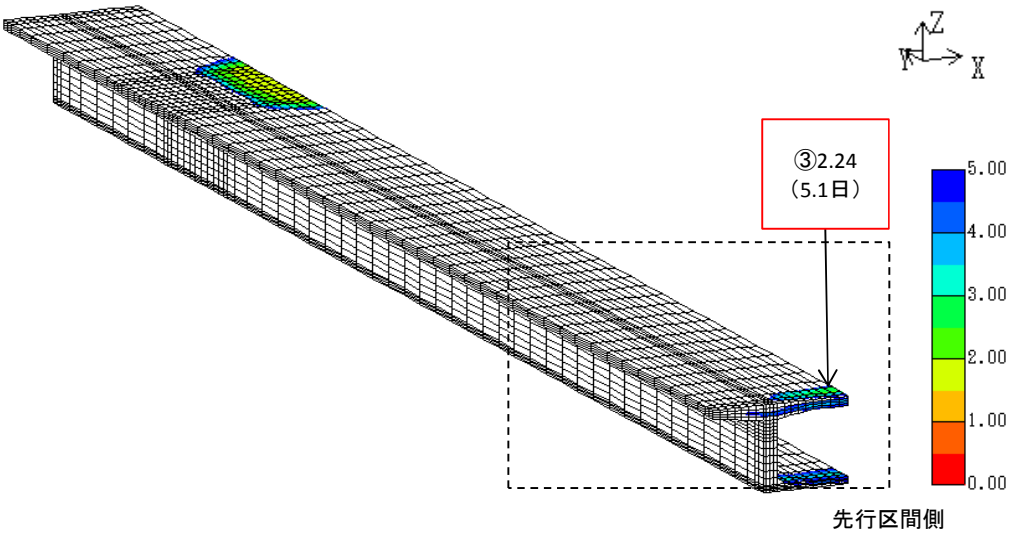
幅員	12.6	⇒	7.6	m



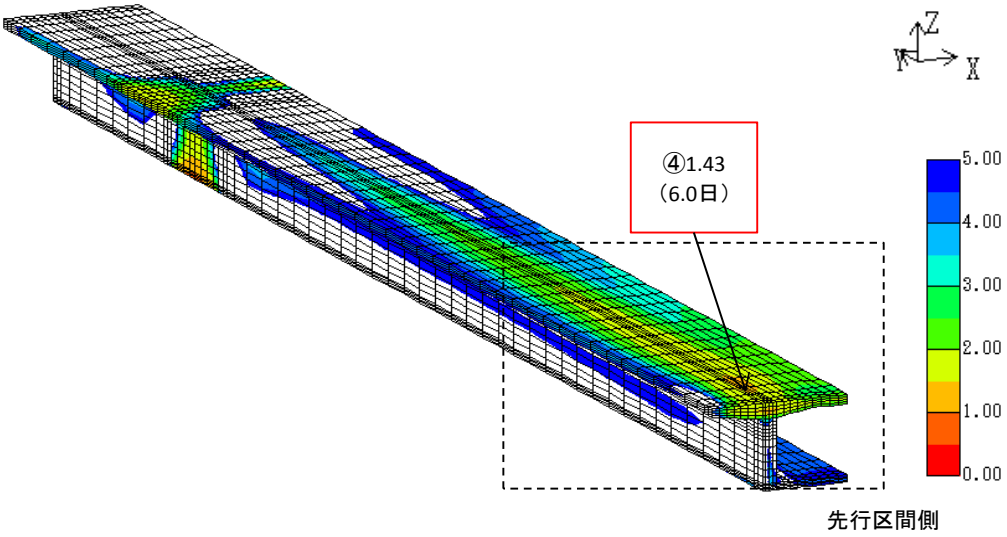
参図-2.3.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース03

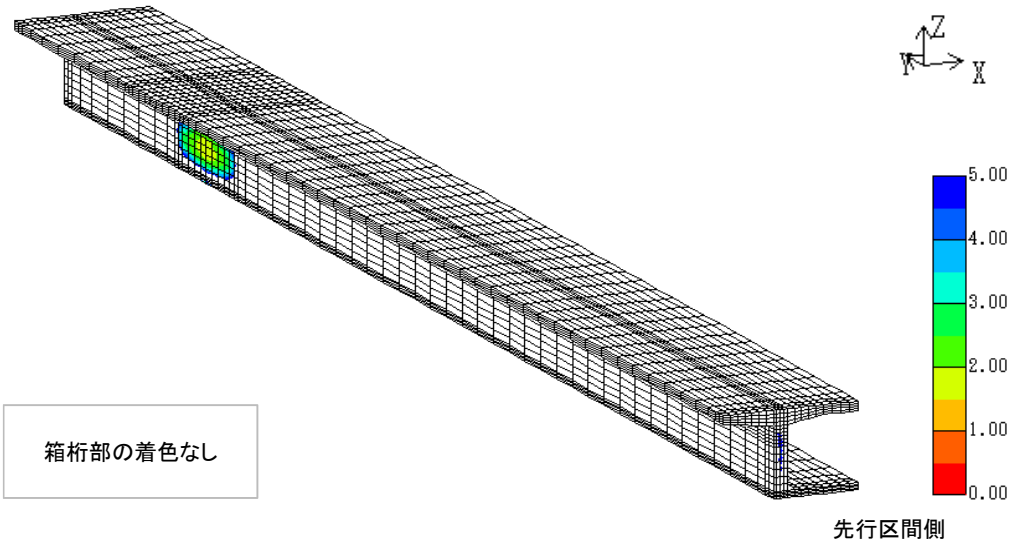
橋軸直角方向（X軸）



橋軸方向（Y軸）



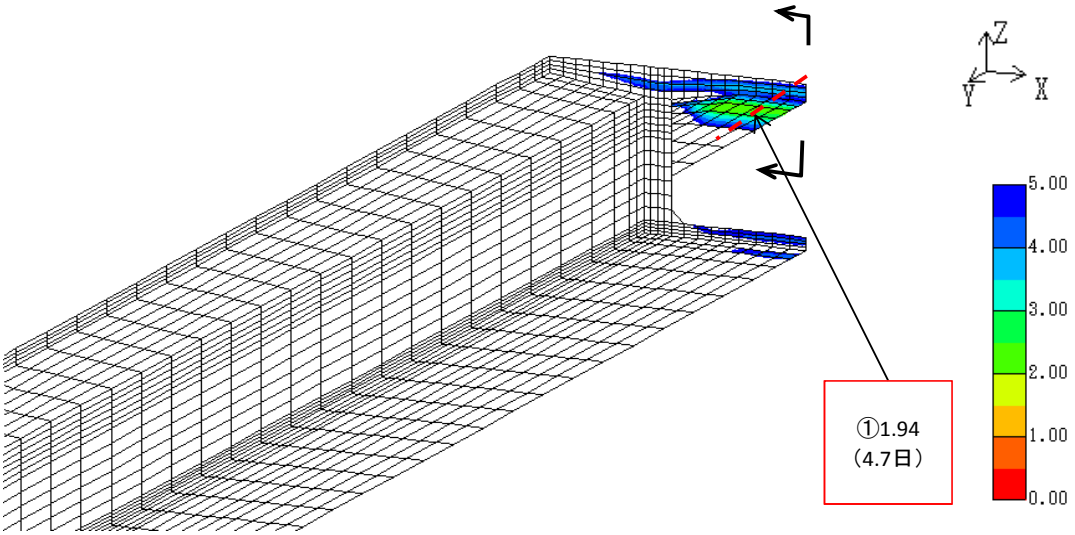
鉛直方向（Z軸）



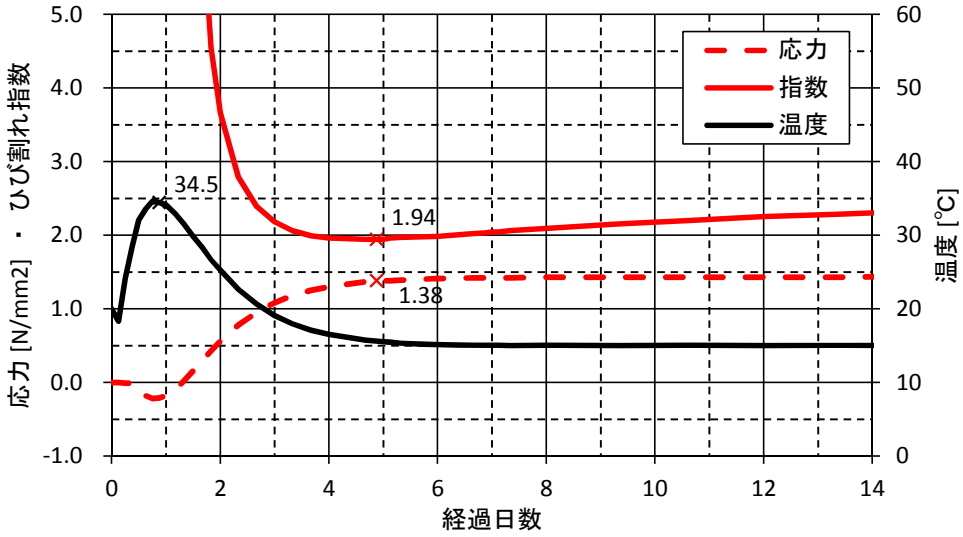
参図-2.3.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース03

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

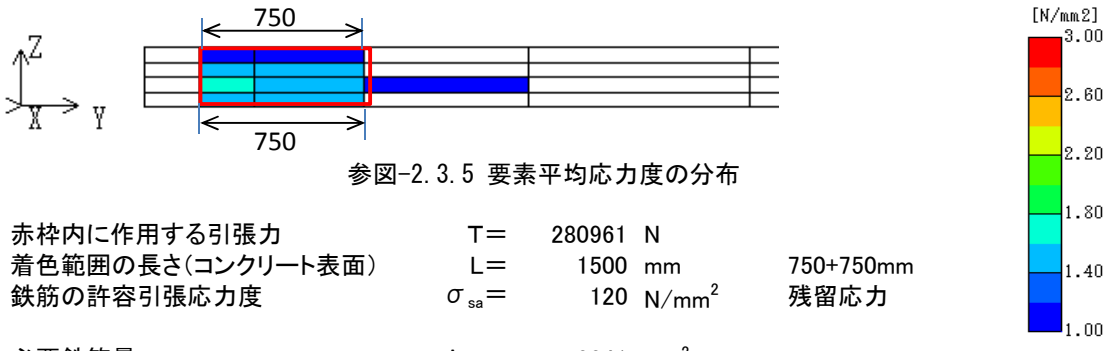


参図-2.3.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.3.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

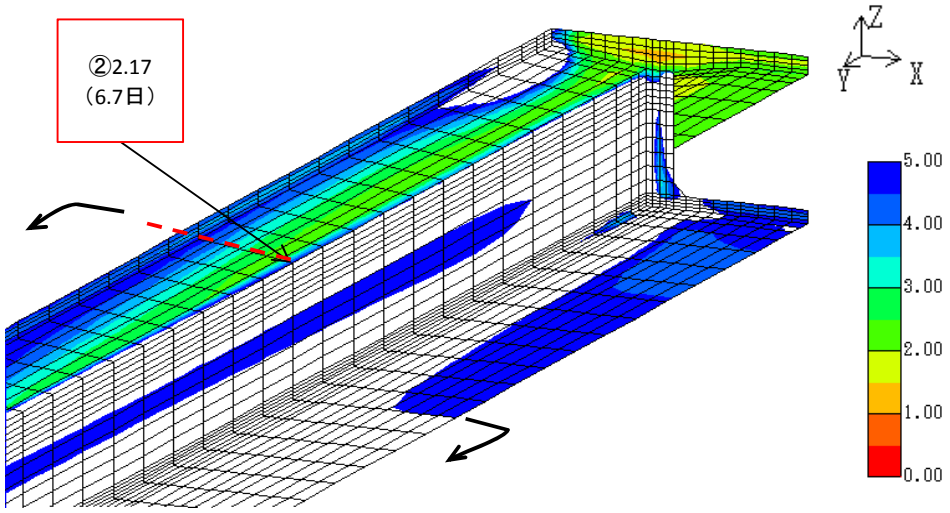


参図-2.3.5 要素平均応力度の分布

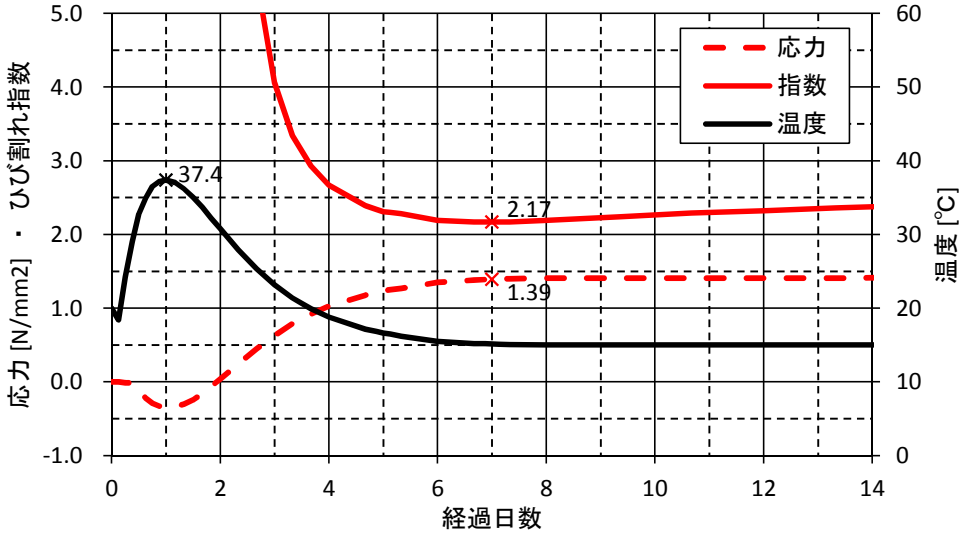
赤枠内に作用する引張力	T＝	280961	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	1500	mm	750+750mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	2341	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1561	mm^2/m	

・ケース03

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

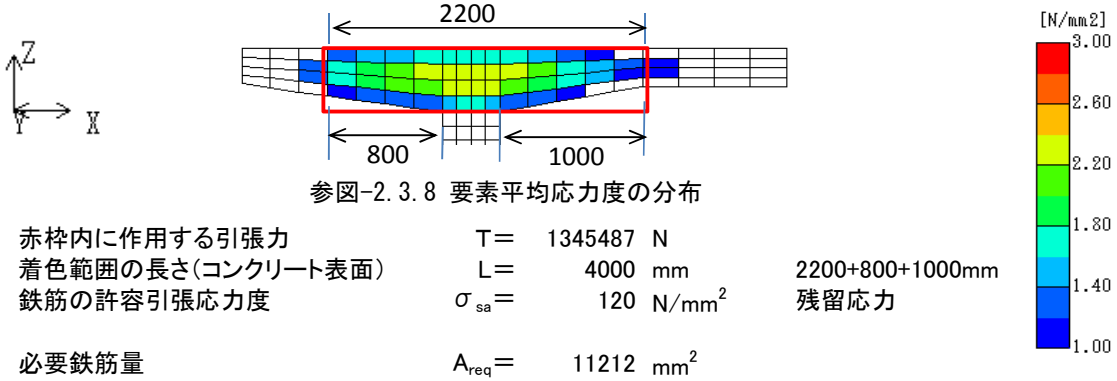


参図-2.3.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.3.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

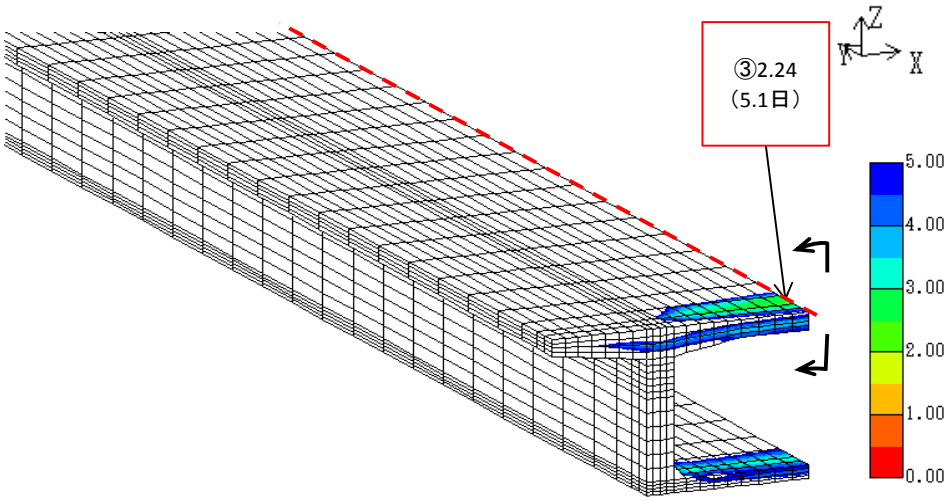


参図-2.3.8 要素平均応力度の分布

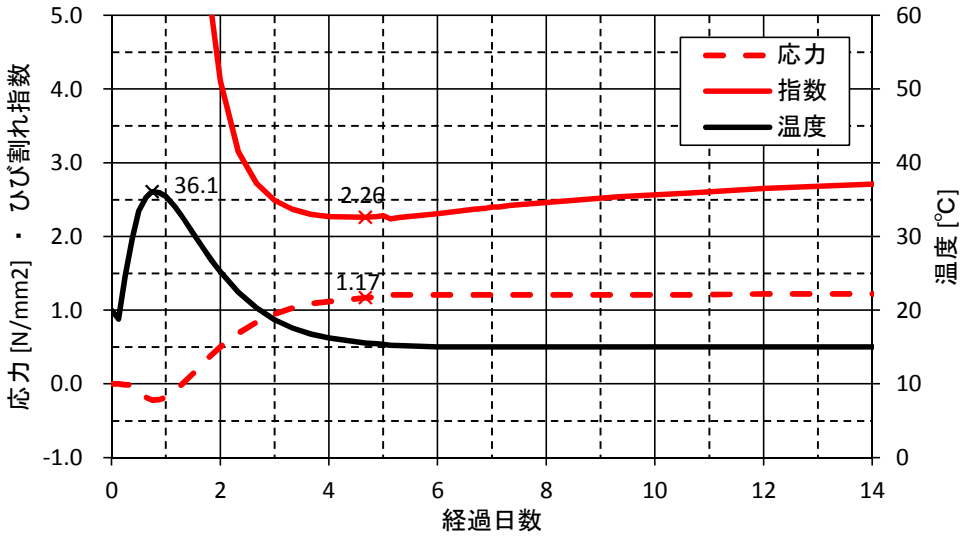
赤枠内に作用する引張力	T＝	1345487	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	4000	mm	2200+800+1000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	11212	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2803	mm^2/m	

・ケース03

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

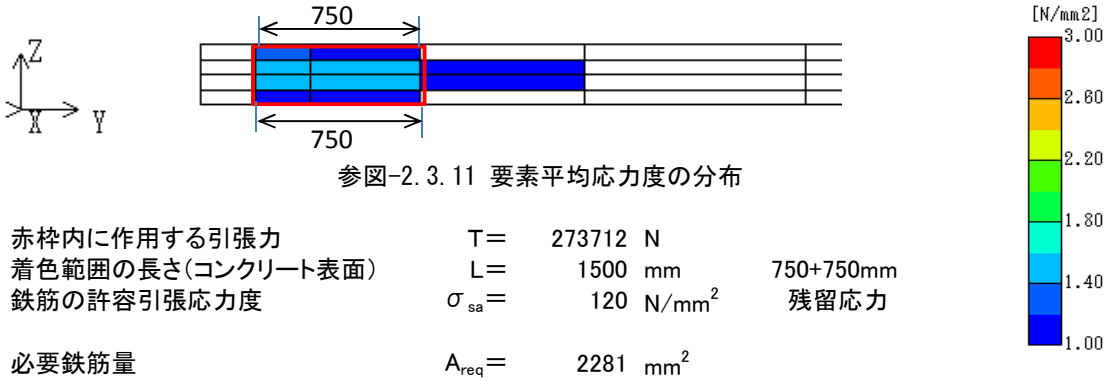


参図-2.3.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.3.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

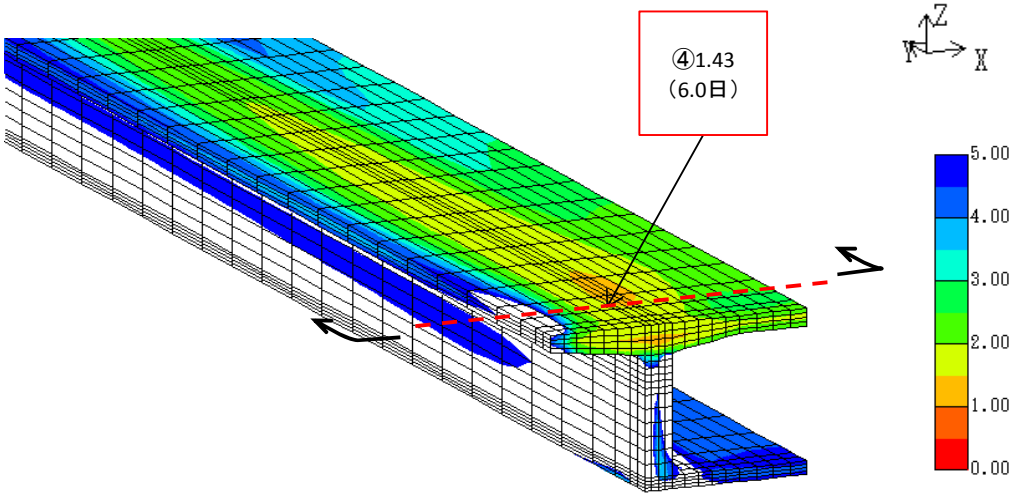


参図-2.3.11 要素平均応力度の分布

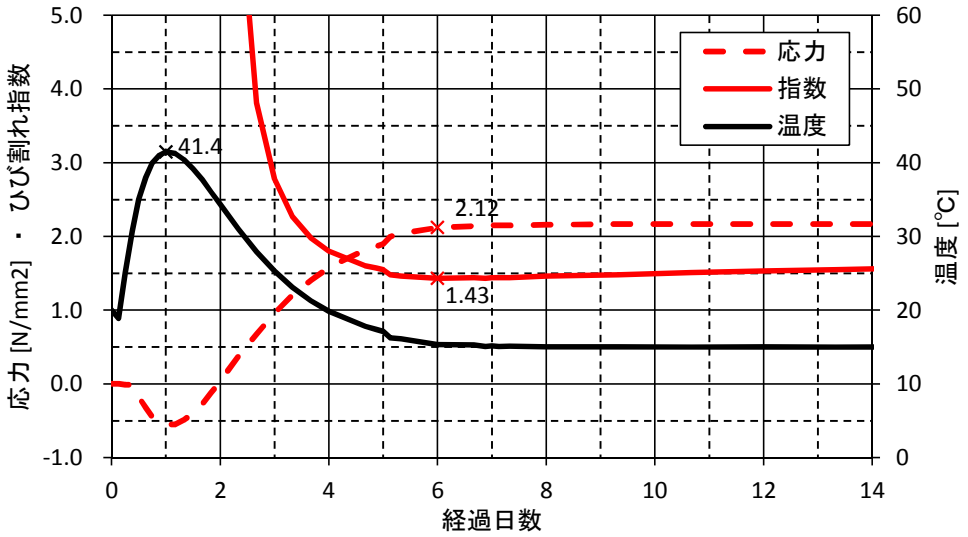
赤枠内に作用する引張力	T＝	273712	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	1500	mm	750+750mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	2281	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1521	mm^2/m	

・ケース03

⑤ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

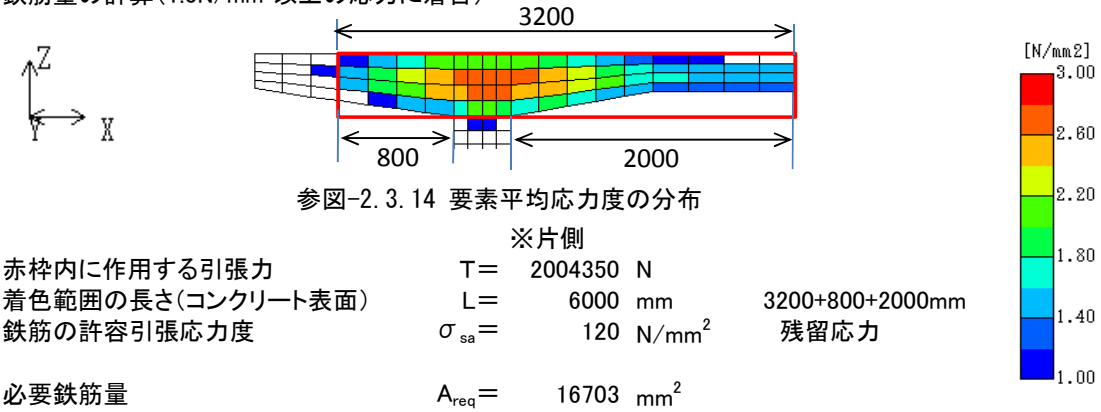


参図-2.3.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.3.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）



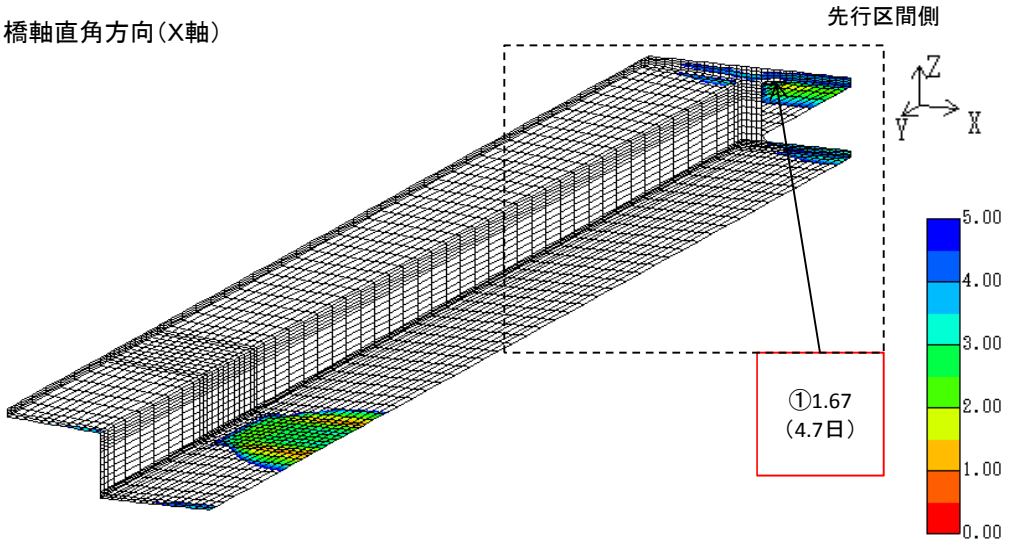
参図-2.3.14 要素平均応力度の分布

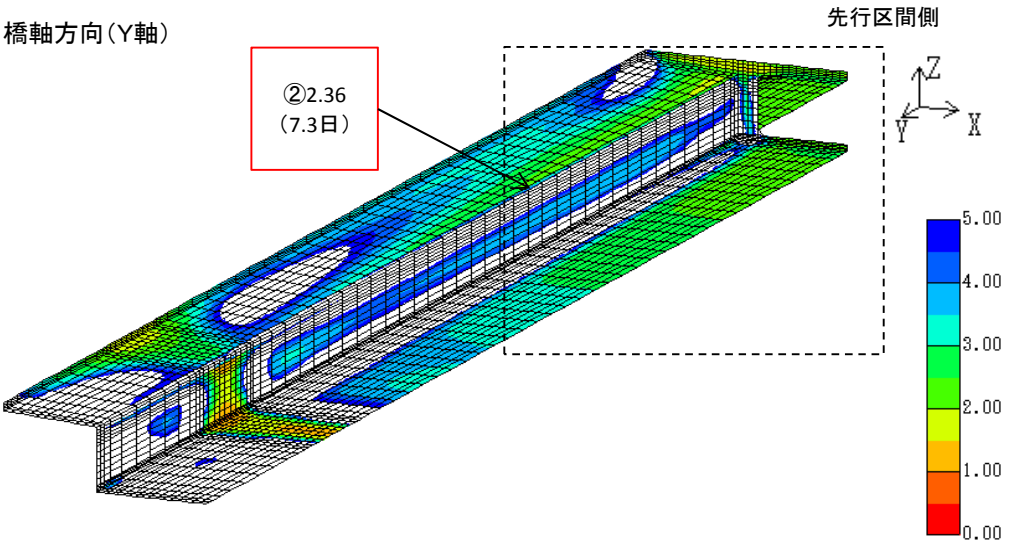
※片側

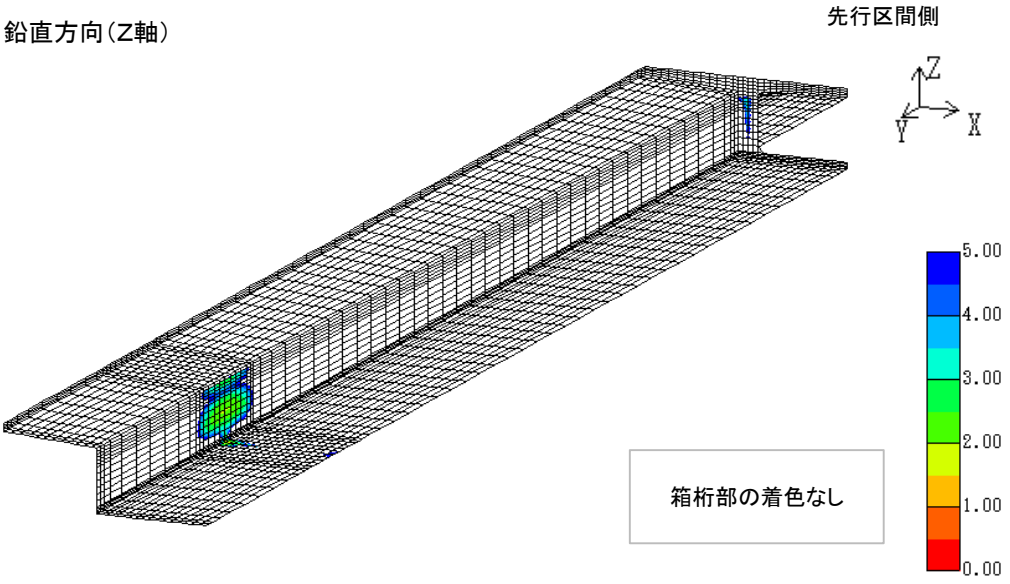
赤枠内に作用する引張力	T＝	2004350	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	6000	mm	3200+800+2000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	16703	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2784	mm^2/m	

・ケース04

ウェブ幅	0.4	⇒	0.6	m



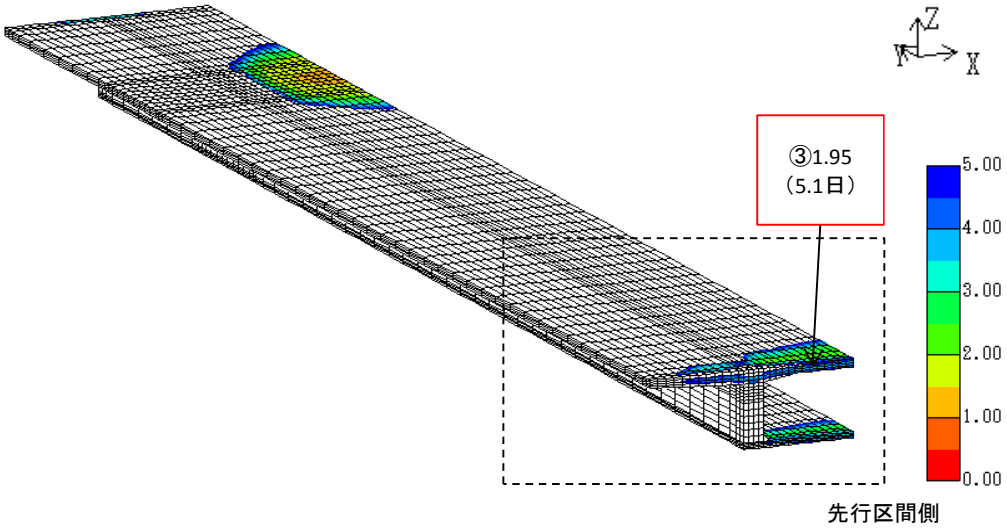




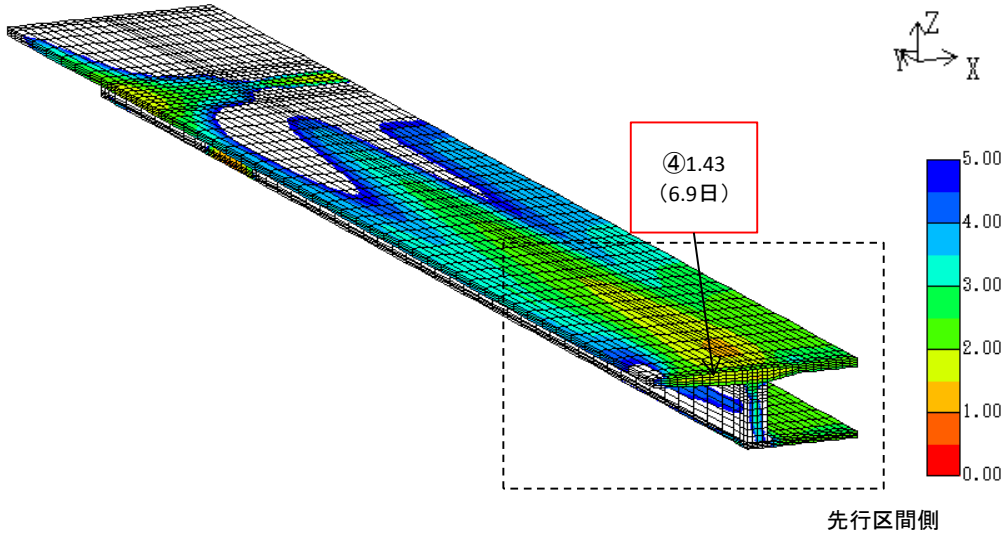
参図-2.4.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース04

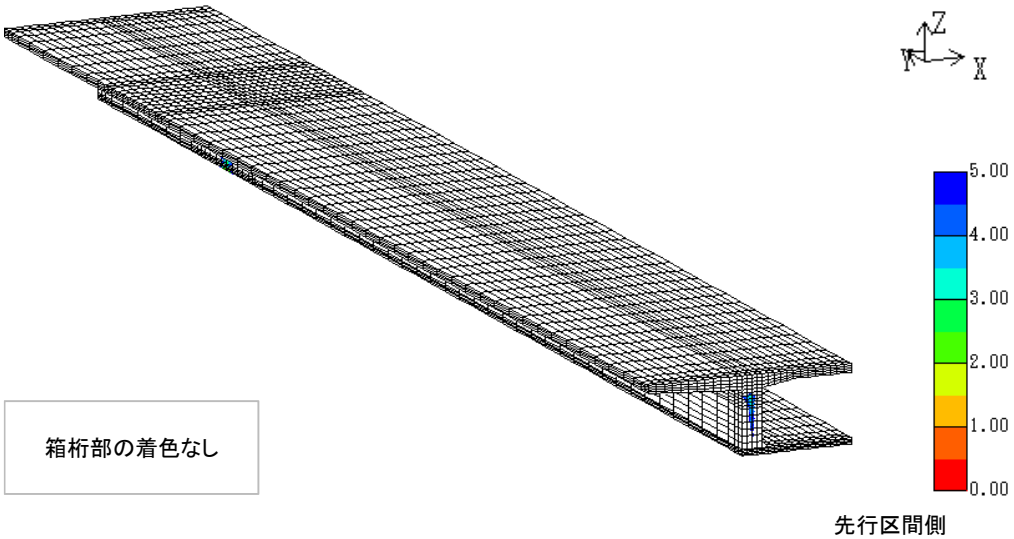
橋軸直角方向（X軸）



橋軸方向（Y軸）



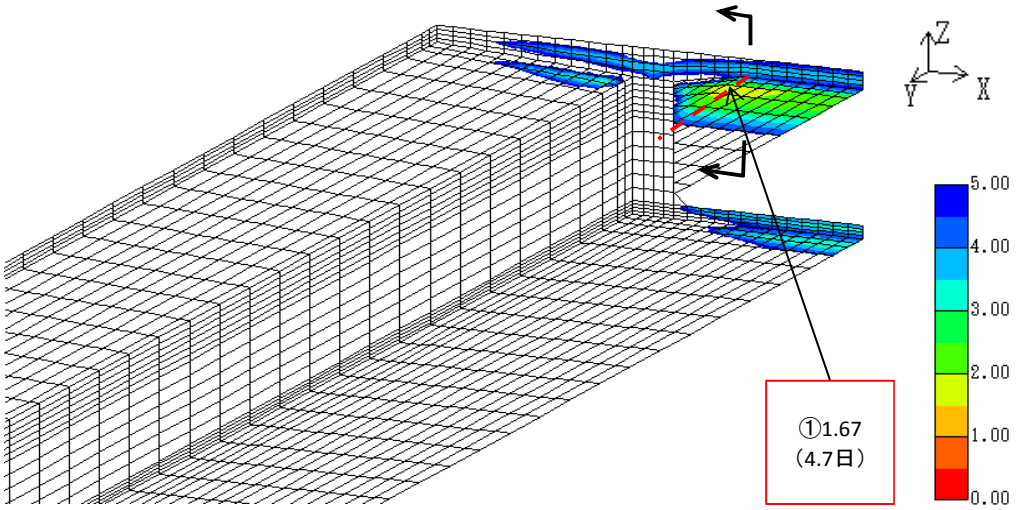
鉛直方向（Z軸）



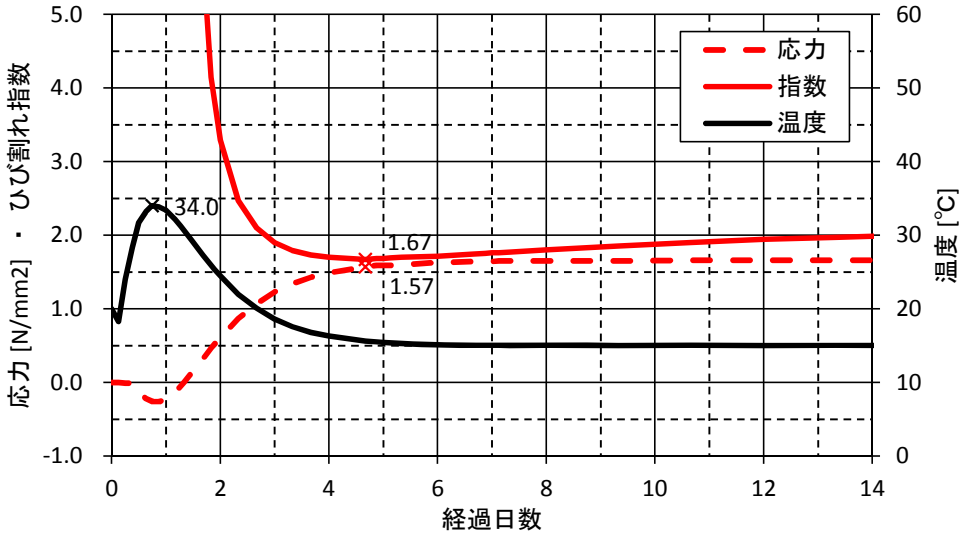
参図-2.4.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース04

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

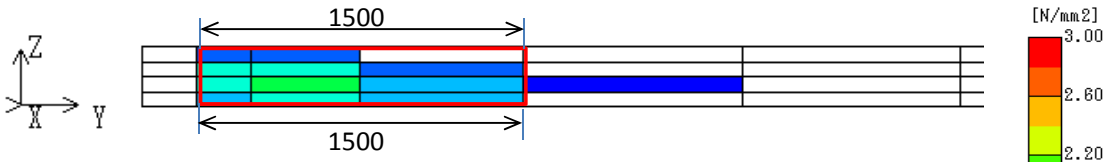


参図-2.4.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.4.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

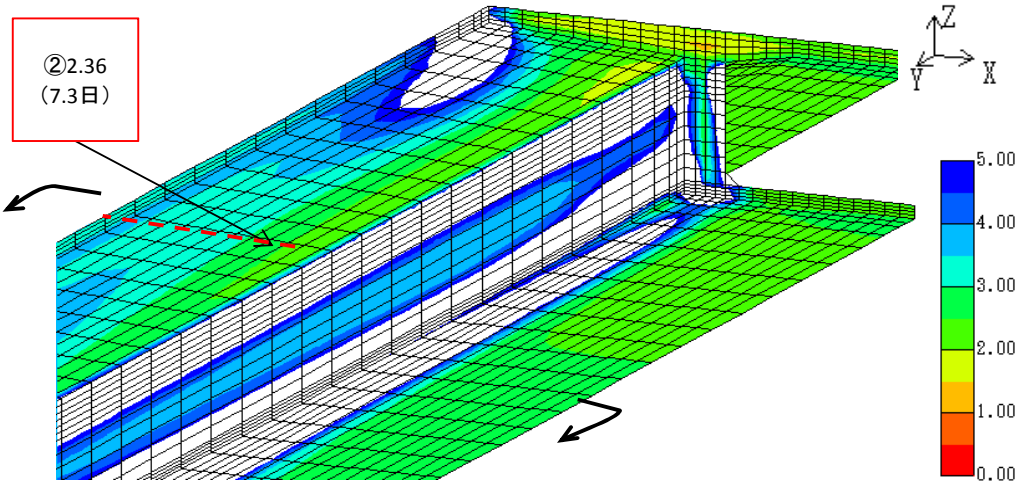


参図-2.4.5 要素平均応力度の分布

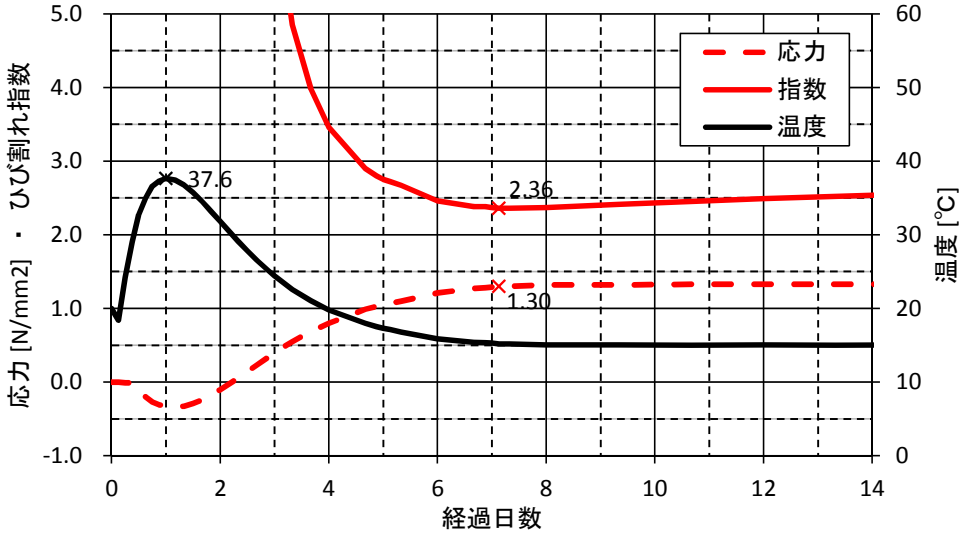
赤枠内に作用する引張力	T＝	549732	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4581	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1527	mm^2/m	

・ケース04

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

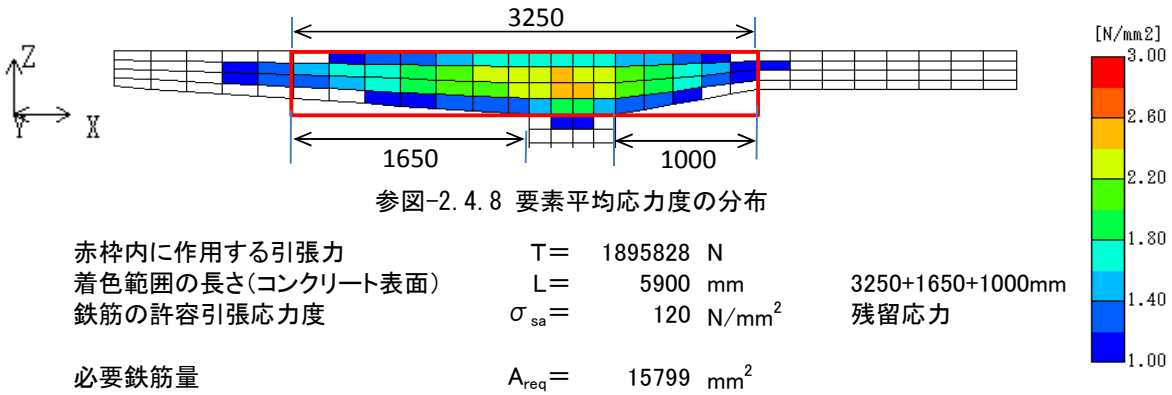


参図-2.4.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.4.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

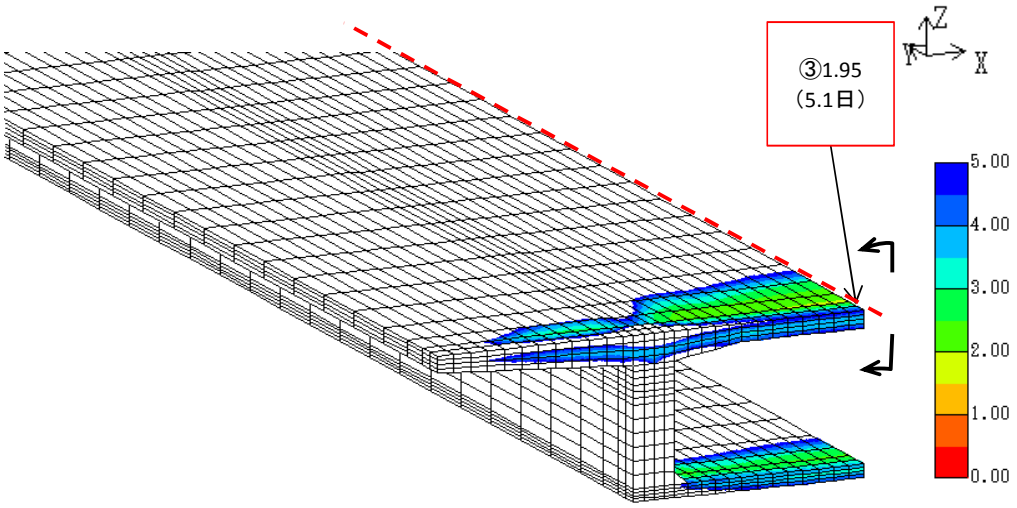


参図-2.4.8 要素平均応力度の分布

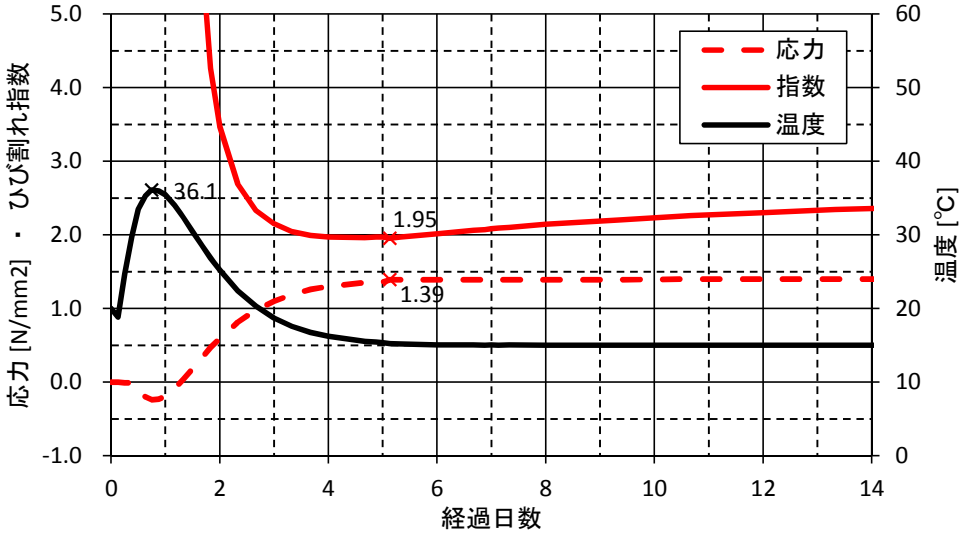
赤枠内に作用する引張力	T＝	1895828	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5900	mm	3250+1650+1000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	15799	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2678	mm^2/m	

・ケース04

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

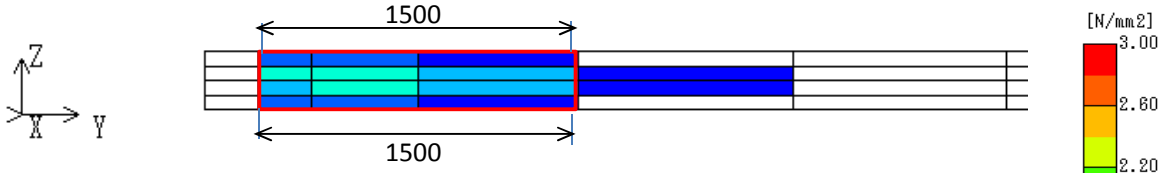


参図-2.4.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.4.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

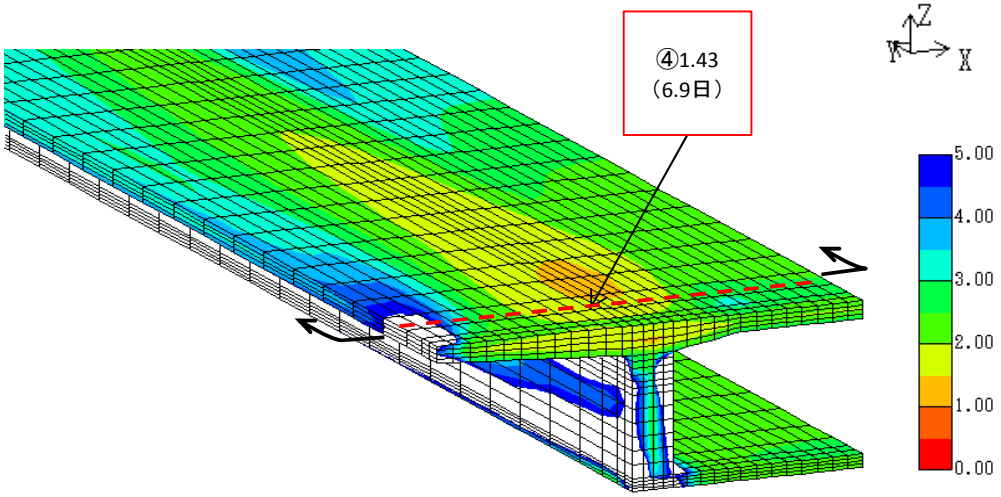


参図-2.4.11 要素平均応力度の分布

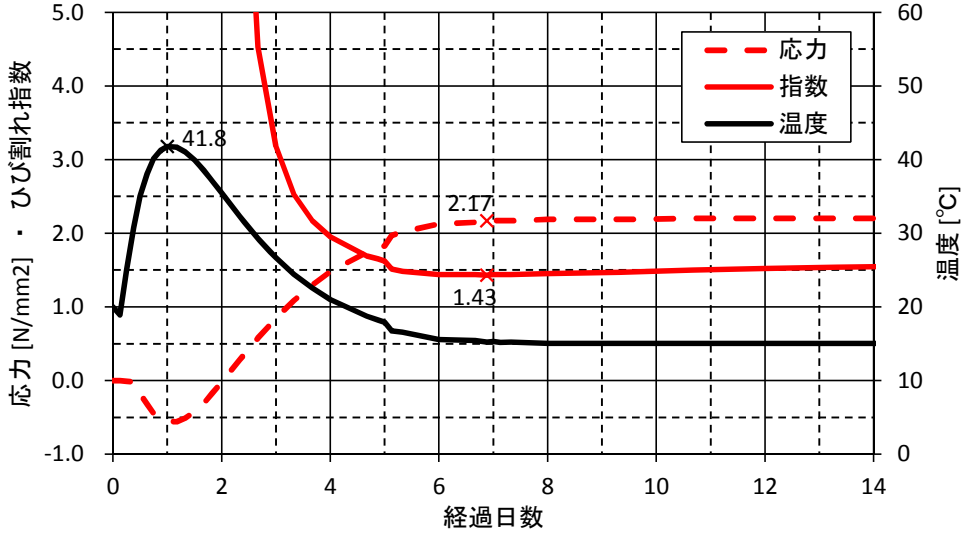
赤枠内に作用する引張力	T＝	562649	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4689	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1563	mm^2/m	

・ケース04

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

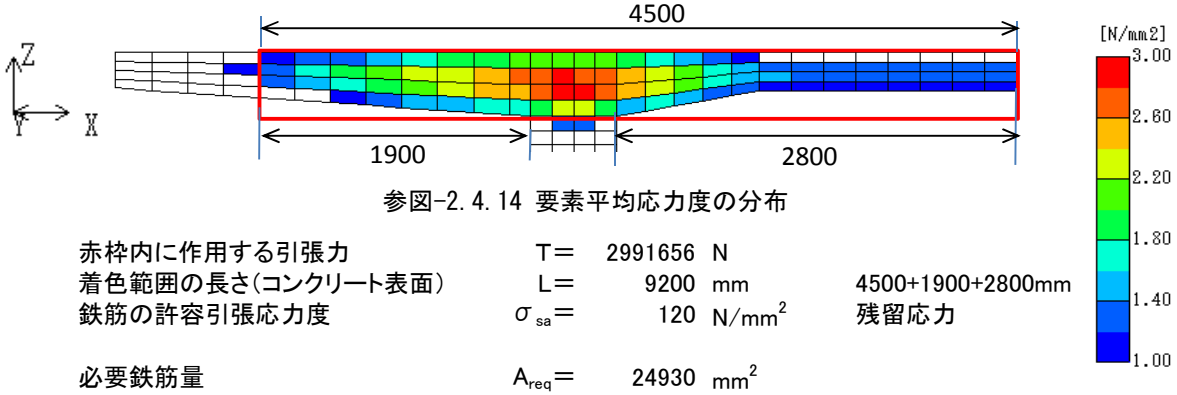


参図-2.4.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.4.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

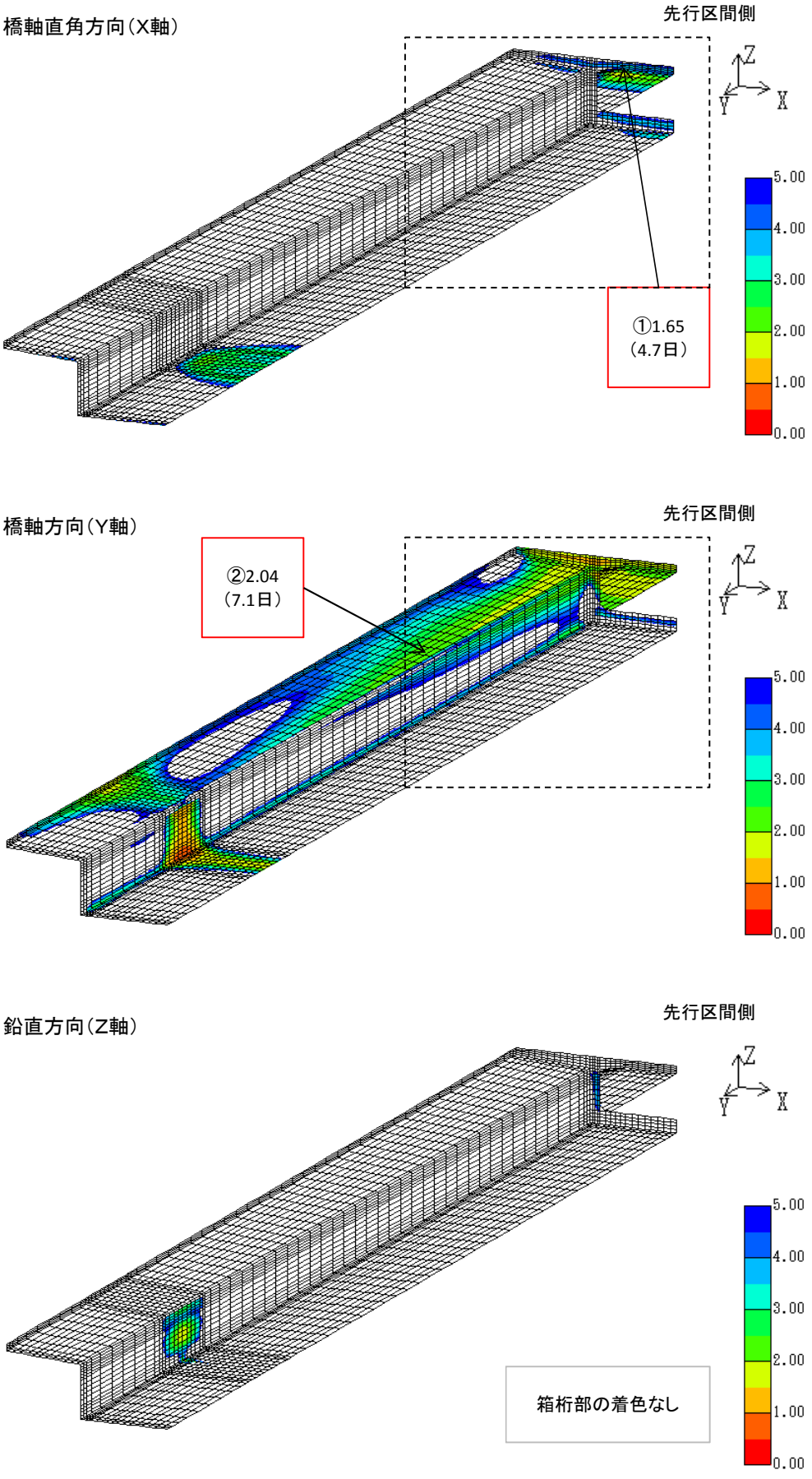


参図-2.4.14 要素平均応力度の分布

赤枠内に作用する引張力	T＝	2991656	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	9200	mm	4500+1900+2800mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	24930	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	2710	mm^2/m	

・ケース05

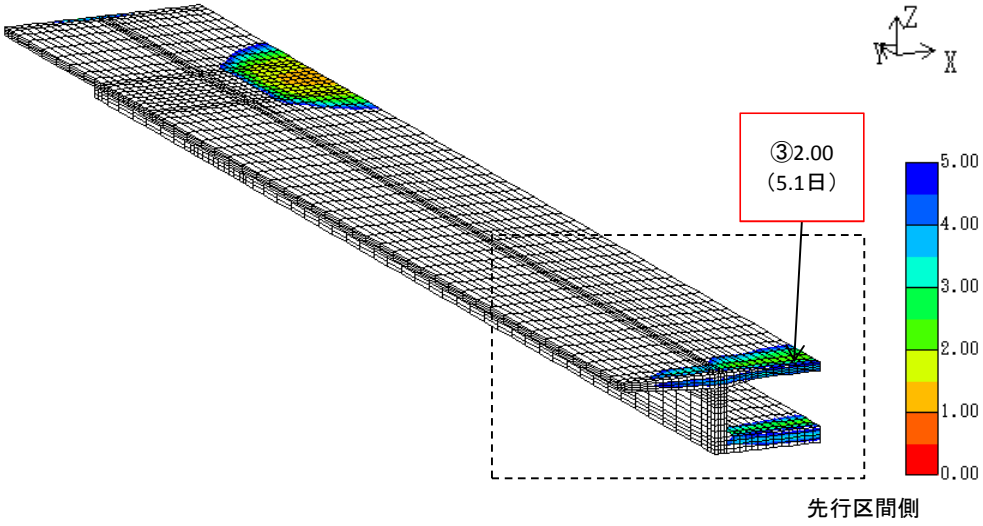
下床版厚	0.2	⇒	0.5	m



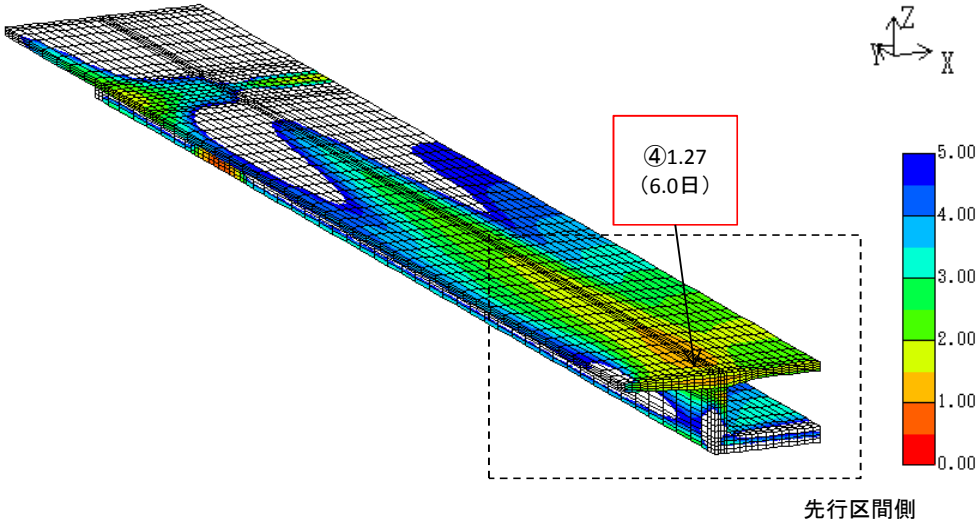
参図-2.5.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース05

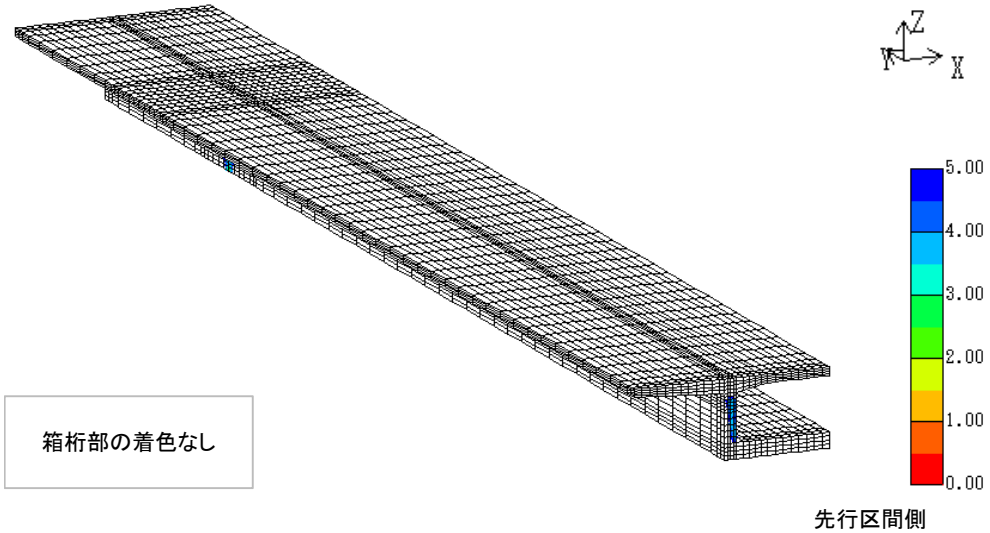
橋軸直角方向（X軸）



橋軸方向（Y軸）



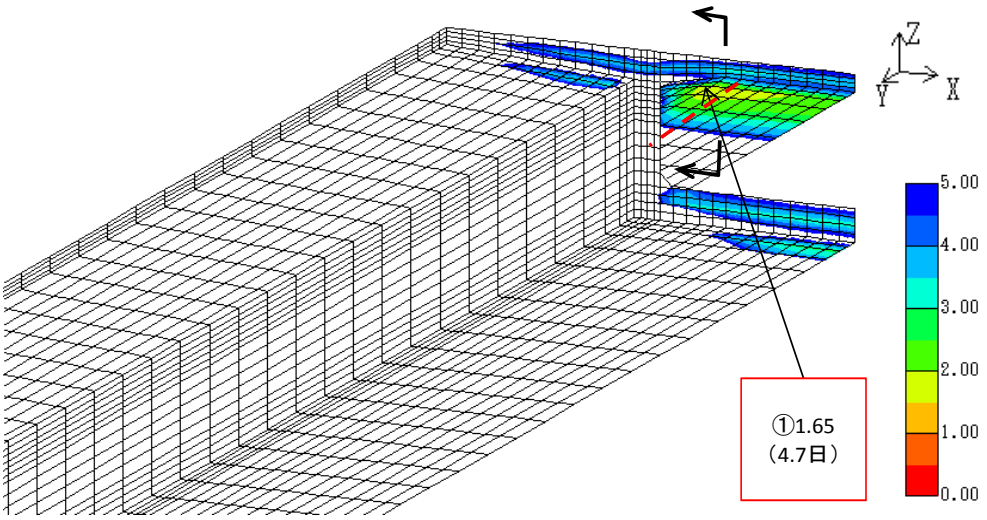
鉛直方向（Z軸）



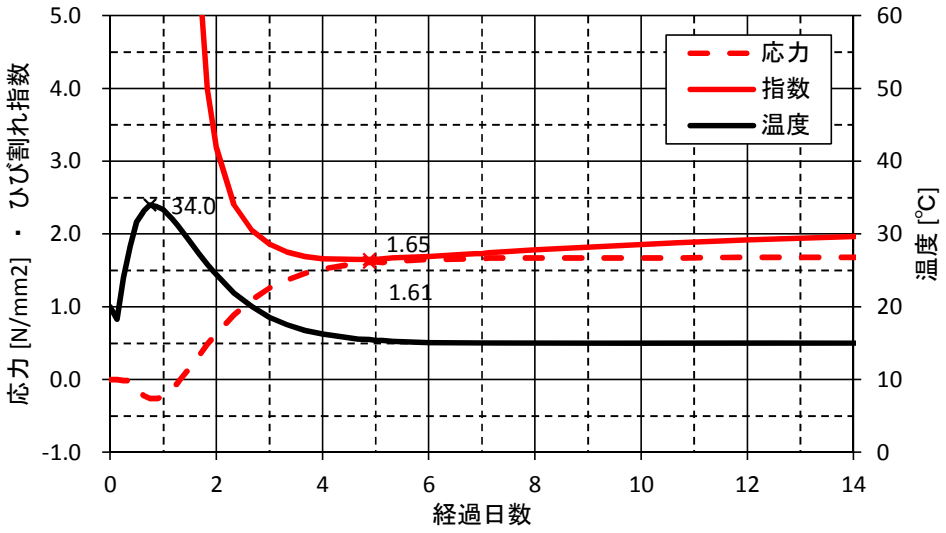
参図-2.5.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース05

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

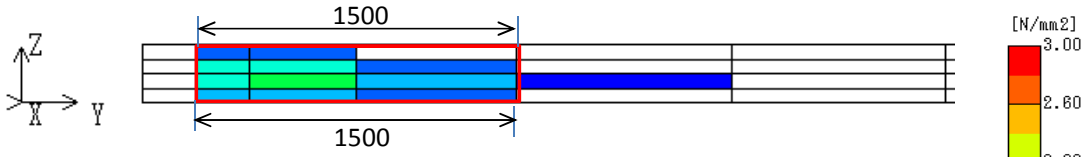


参図-2.5.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.5.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

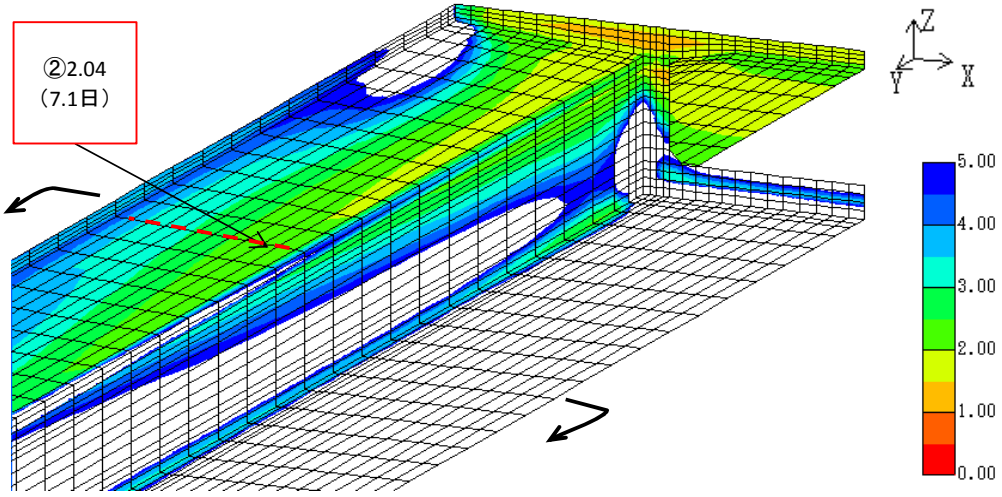


参図-2.5.5 要素平均応力度の分布

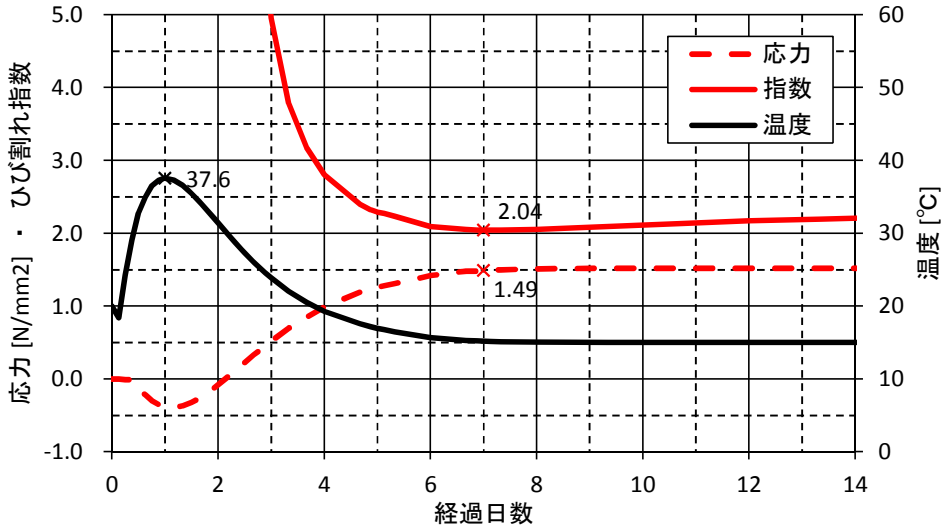
赤枠内に作用する引張力	T＝	534742	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4456	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	1485	mm^2/m	

・ケース05

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

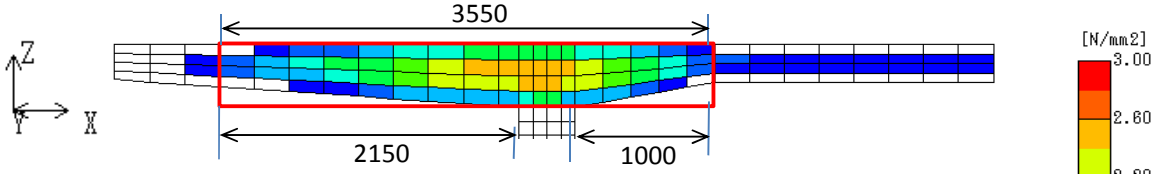


参図-2.5.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.5.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

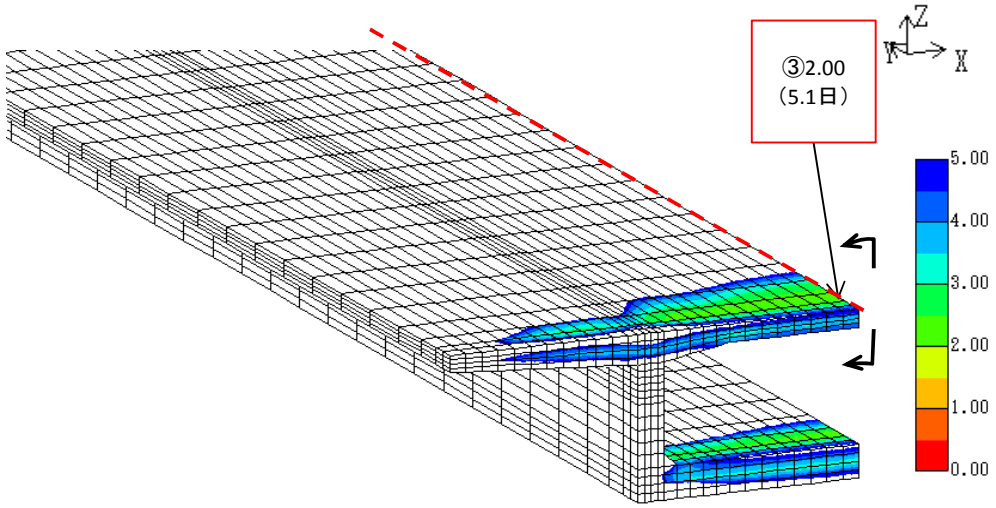


参図-2.5.8 要素平均応力度の分布

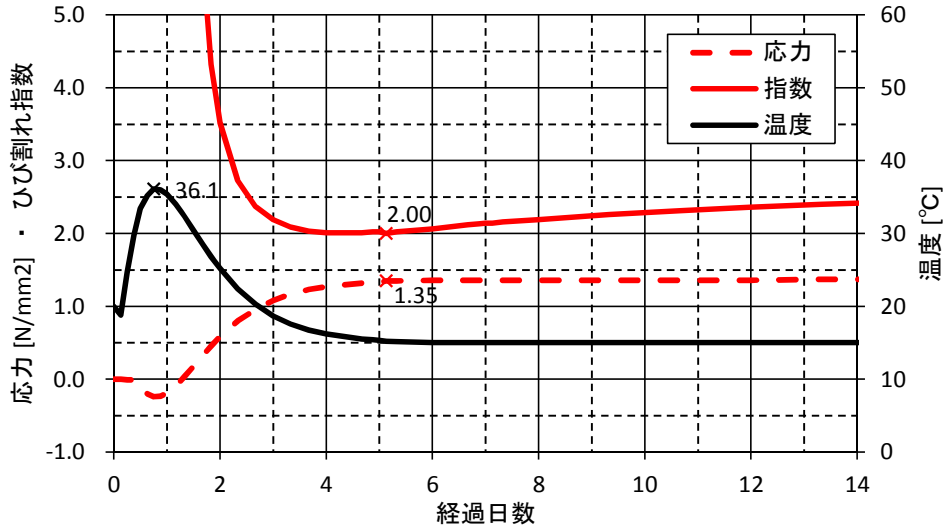
赤枠内に作用する引張力	T＝	2194099	N	
着色範囲の長さ（コンクリート表面）	L＝	6700	mm	3550+2150+1000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	18284	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	2729	mm^2/m	

・ケース05

④ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

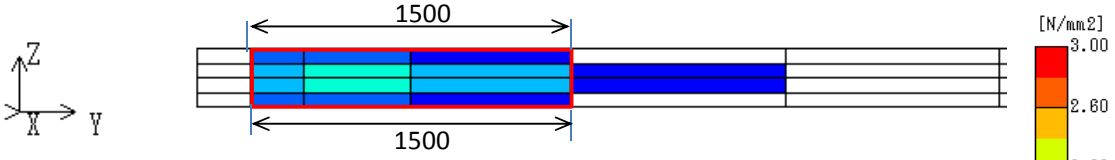


参図-2.5.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.5.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

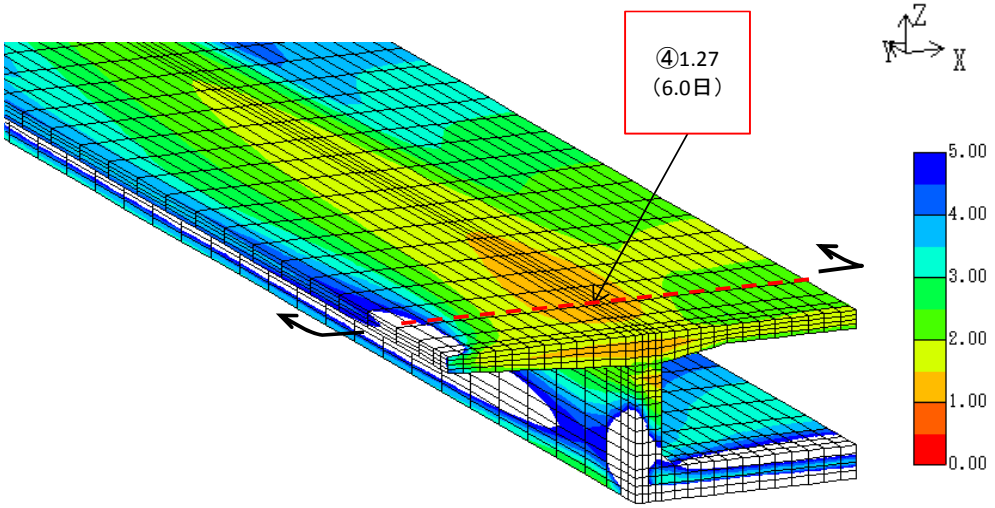


参図-2.5.11 要素平均応力度の分布

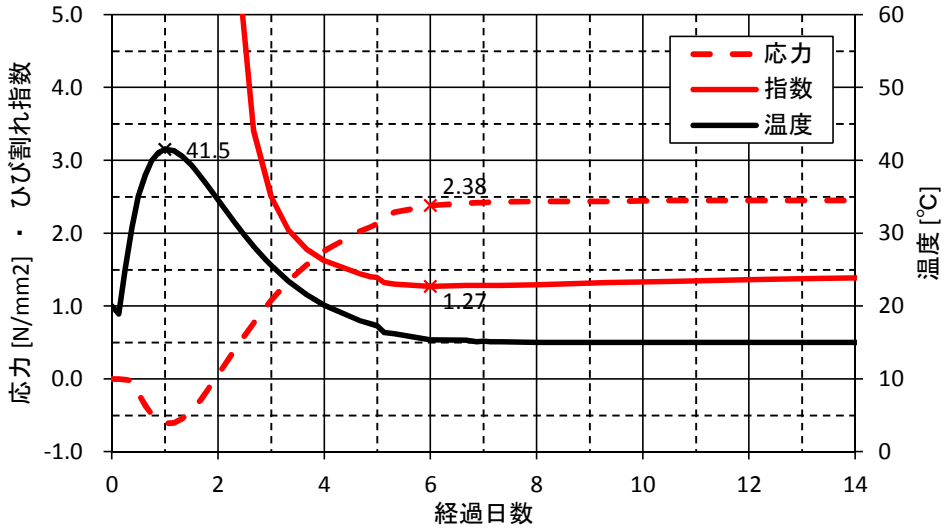
赤枠内に作用する引張力	T＝	572051	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4767	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	1589	mm^2/m	

・ケース05

⑤ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

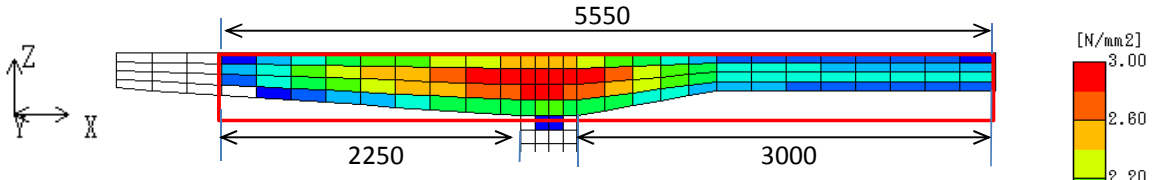


参図-2.5.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.5.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

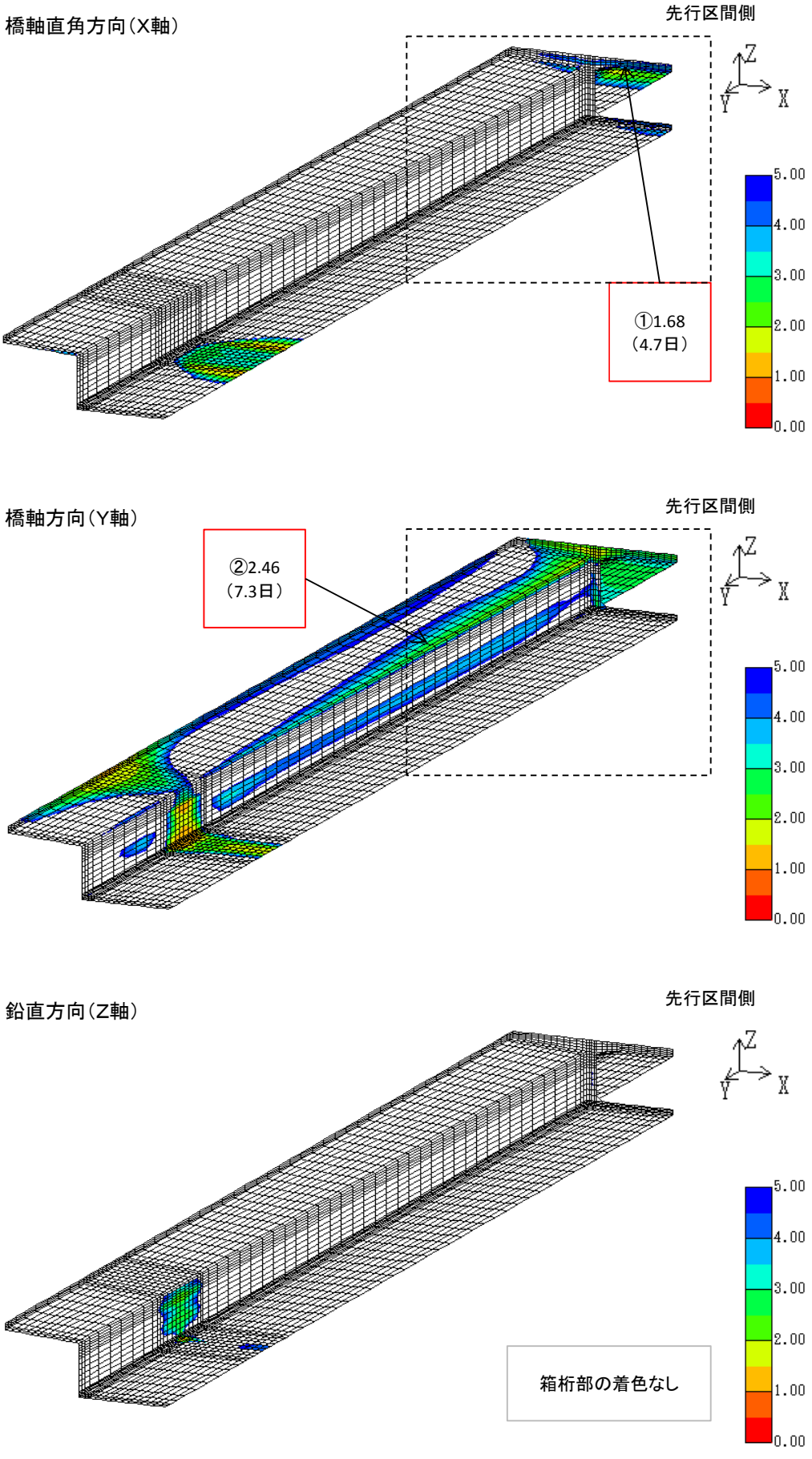


参図-2.5.14 要素平均応力度の分布

赤枠内に作用する引張力	T＝	3624623	N	
着色範囲の長さ（コンクリート表面）	L＝	10800	mm	5550+2250+3000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	30205	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	2797	mm^2/m	

・ケース06

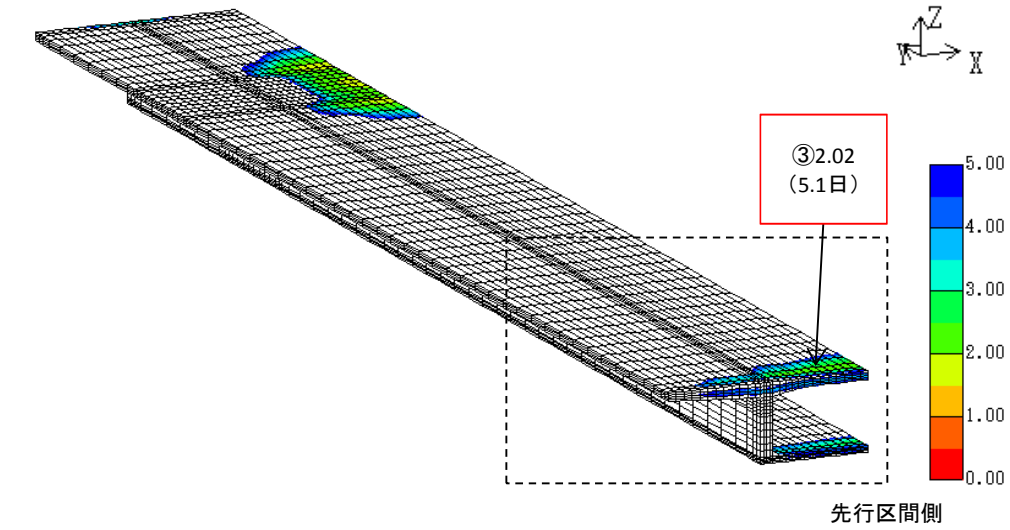
首下高さ	100	⇒	500	mm



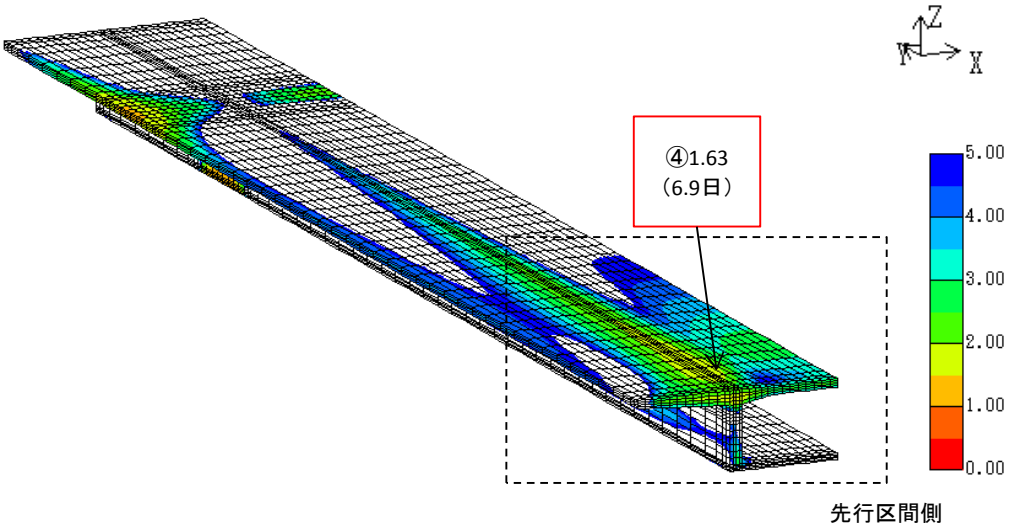
参図-2.6.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース06

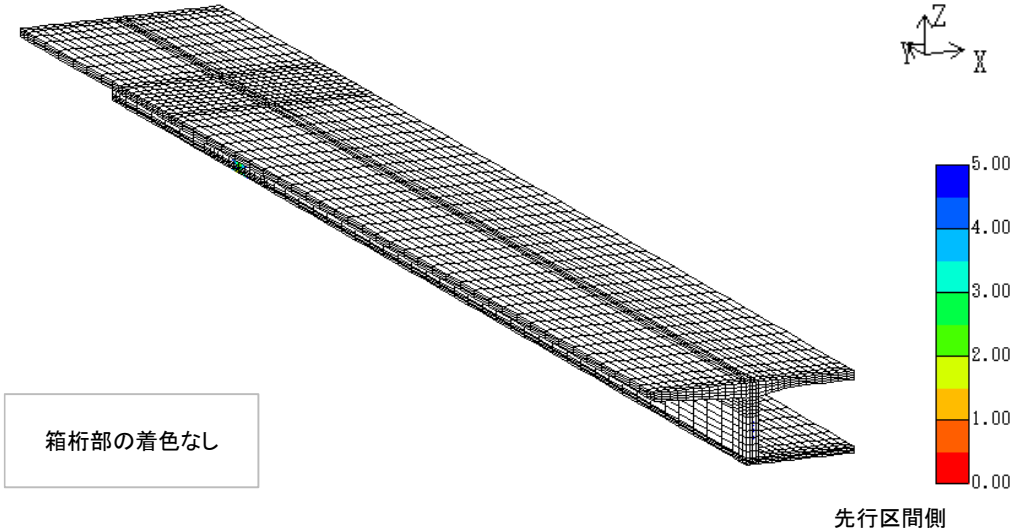
橋軸直角方向(X軸)



橋軸方向(Y軸)



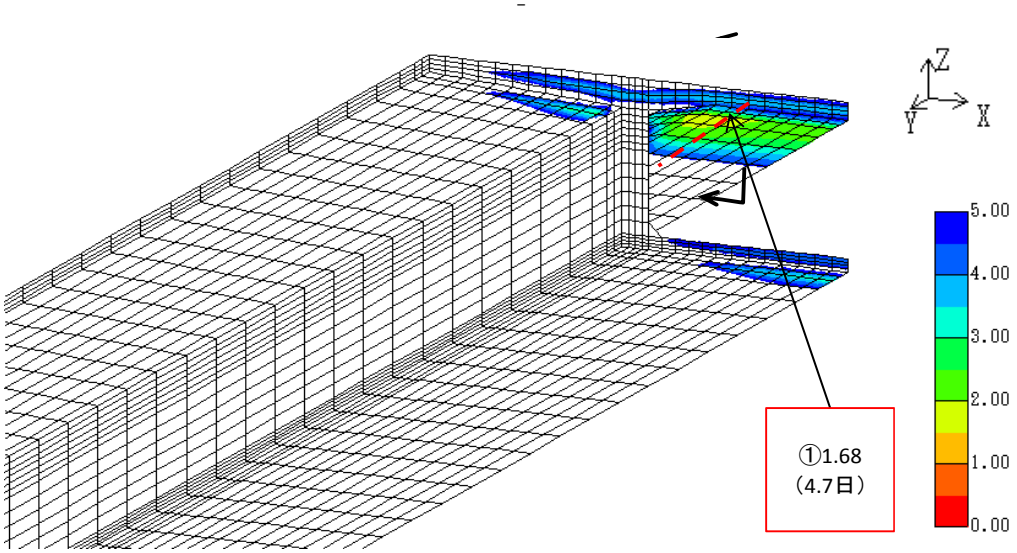
鉛直方向(Z軸)



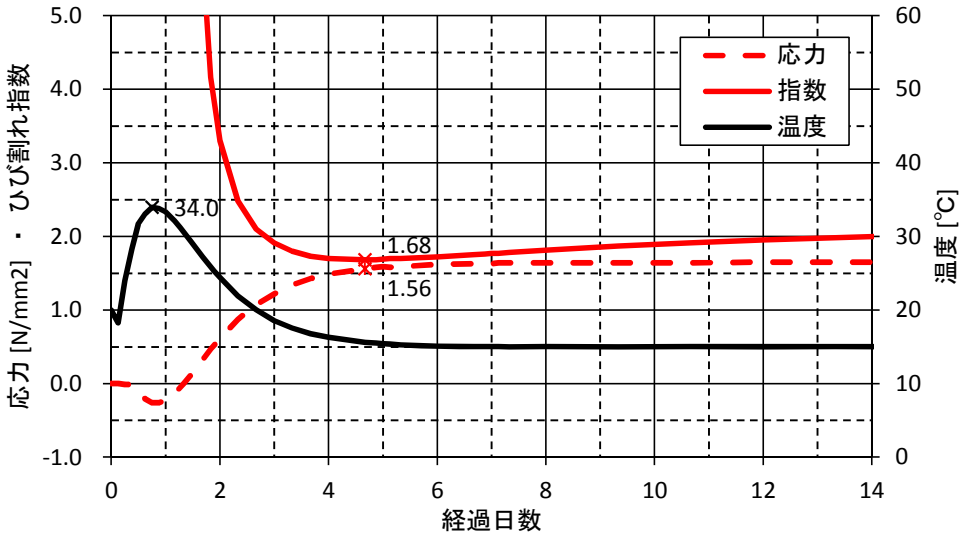
参図-2.6.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース06

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

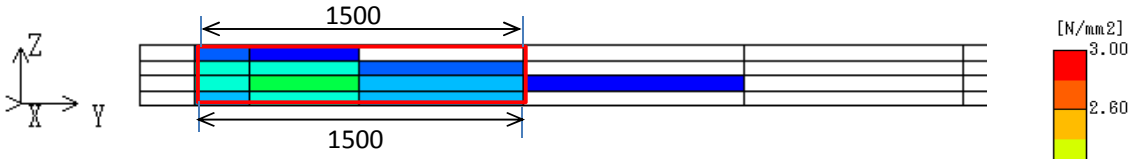


参図-2.6.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.6.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

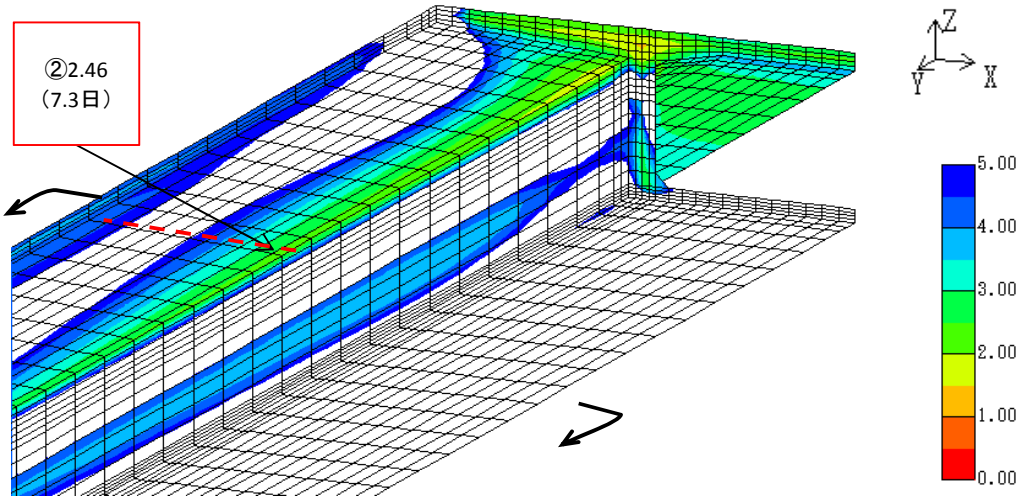


参図-2.6.5 要素平均応力度の分布

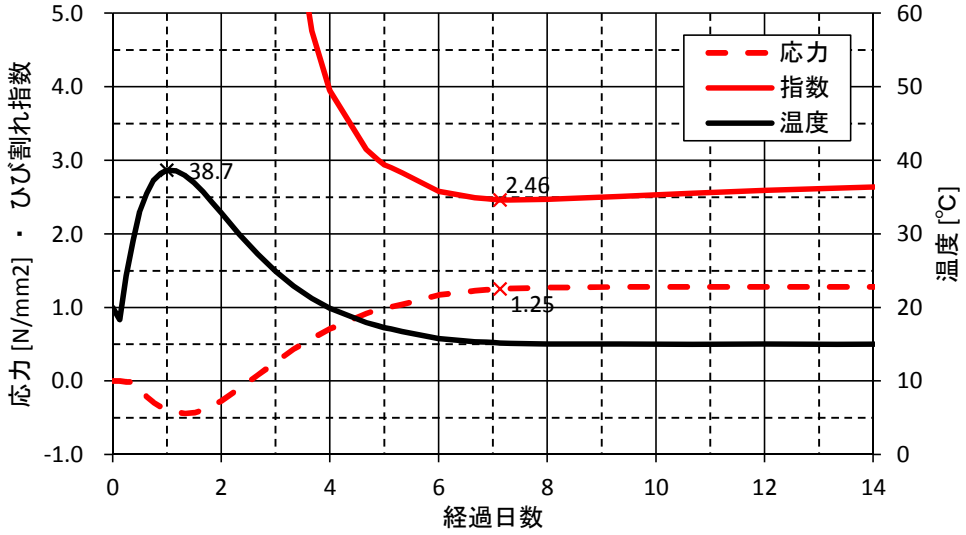
赤枠内に作用する引張力	T＝	542204	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4518	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1506	mm^2/m	

・ケース06

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

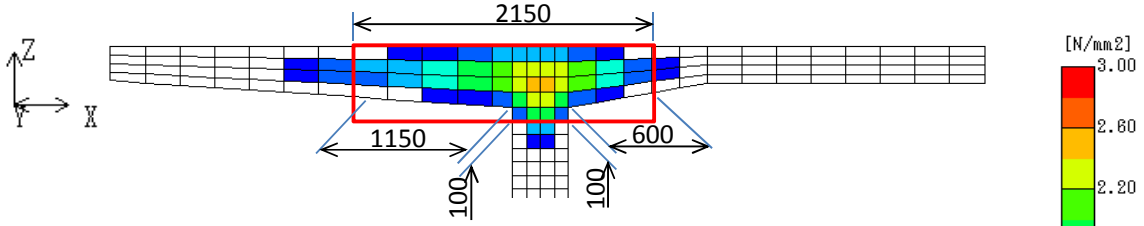


参図-2.6.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.6.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

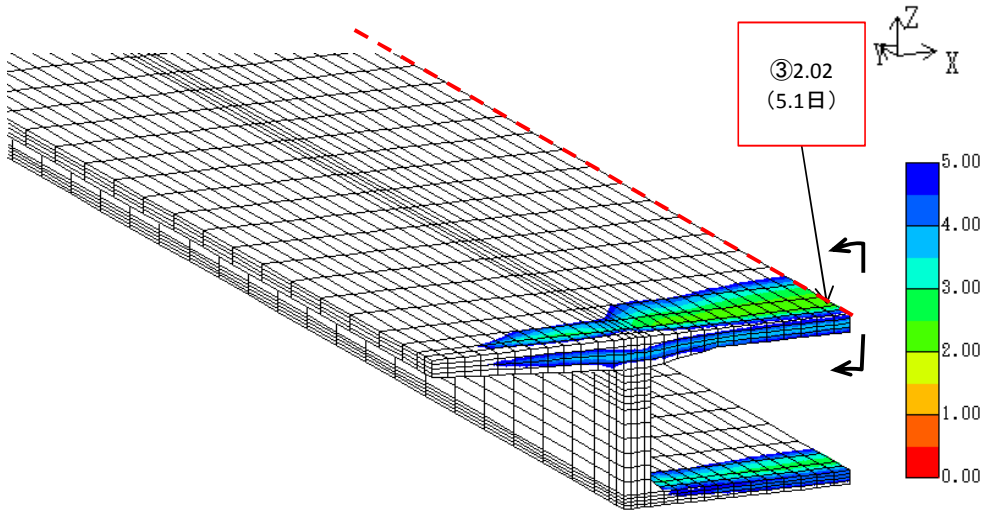


参図-2.6.8 要素平均応力度の分布

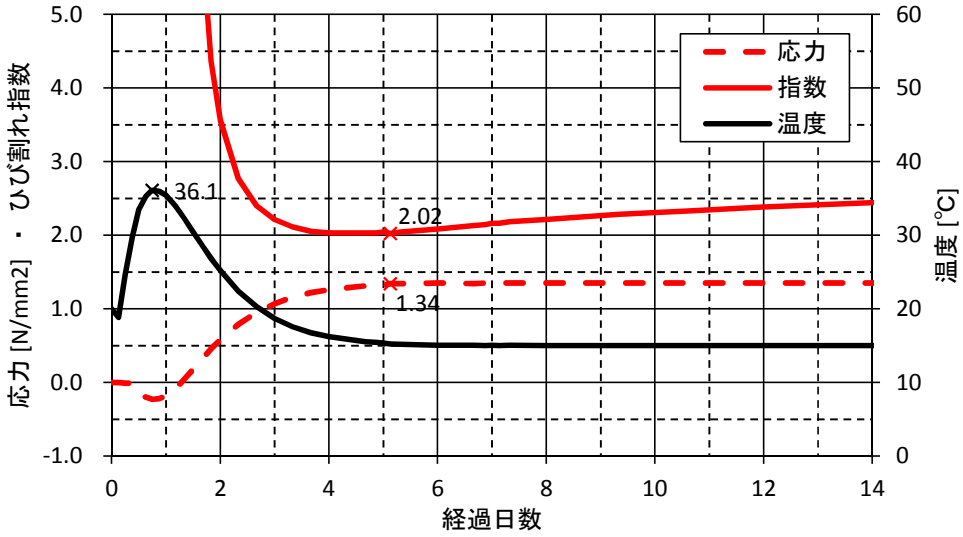
赤枠内に作用する引張力	T＝	1231310	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	4100	mm	2150+1150+600+200mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	10261	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	2503	mm^2/m	

・ケース06

④ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

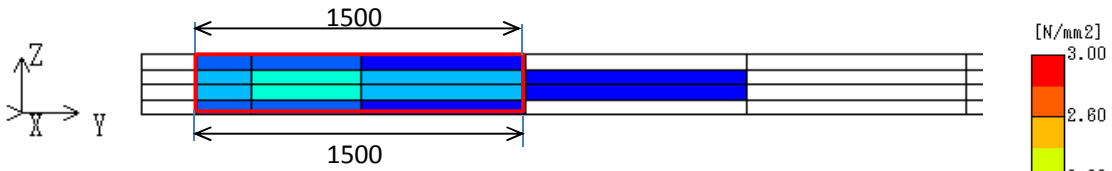


参図-2.6.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.6.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

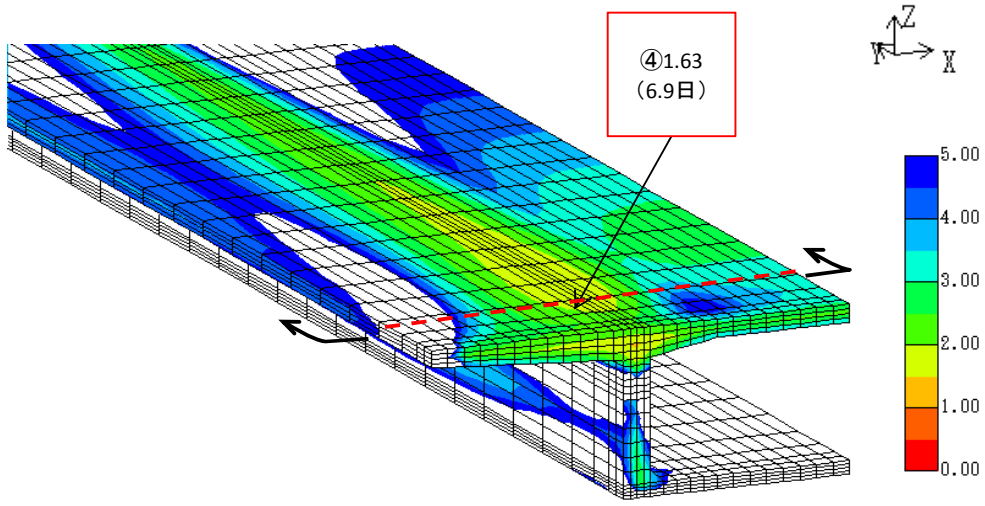


参図-2.6.11 要素平均応力度の分布

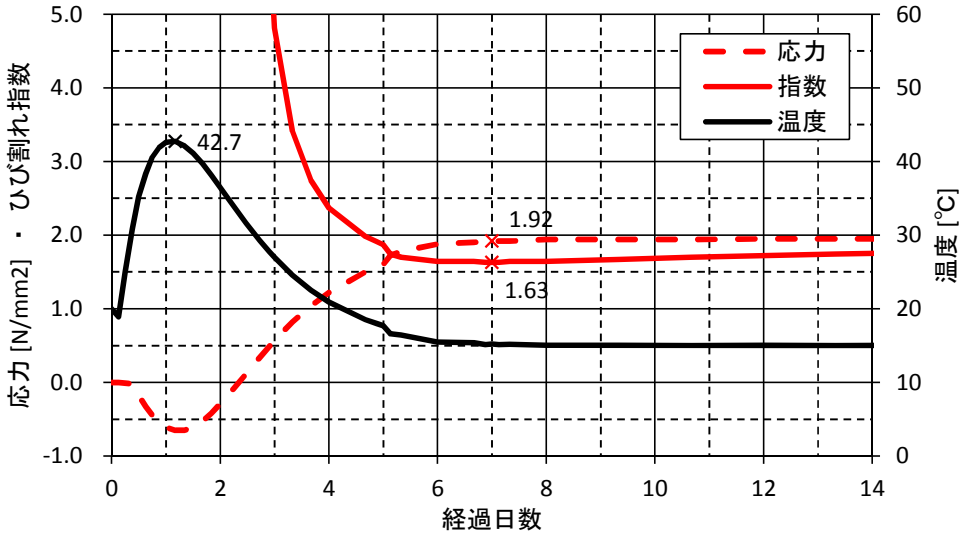
赤枠内に作用する引張力	T＝	558794	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	4657	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1552	mm^2/m	

・ケース06

⑤ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

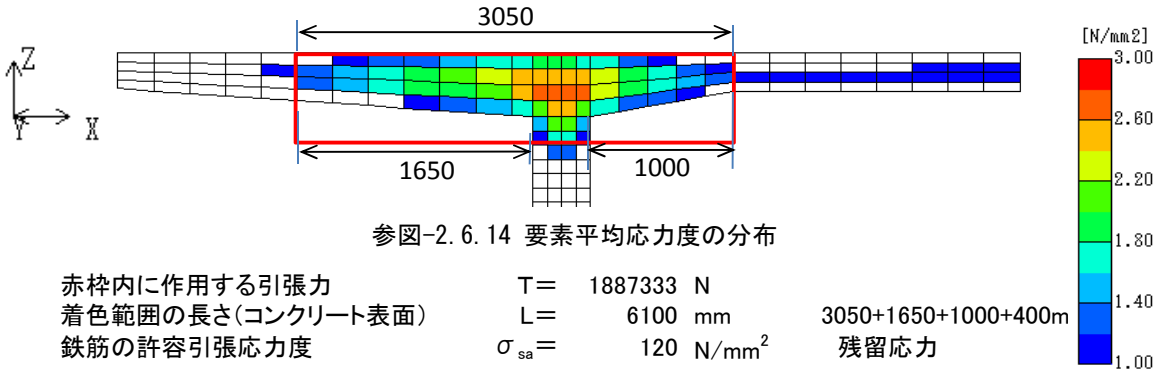


参図-2.6.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.6.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

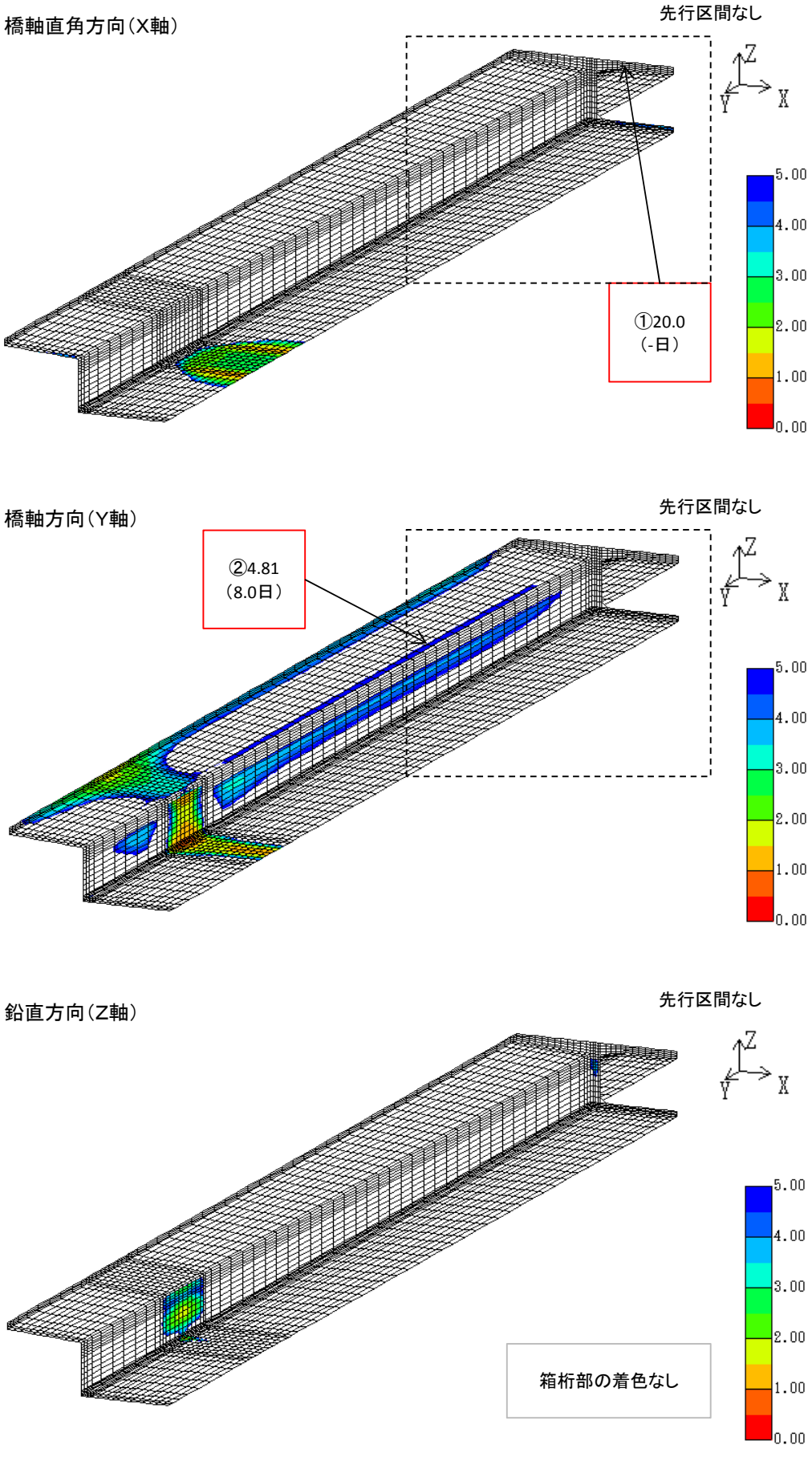


参図-2.6.14 要素平均応力度の分布

赤枠内に作用する引張力	T＝	1887333	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	6100	mm	3050+1650+1000+400m
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	15728	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	$A_{req'}$＝	2578	mm^2/m	

・ケース07

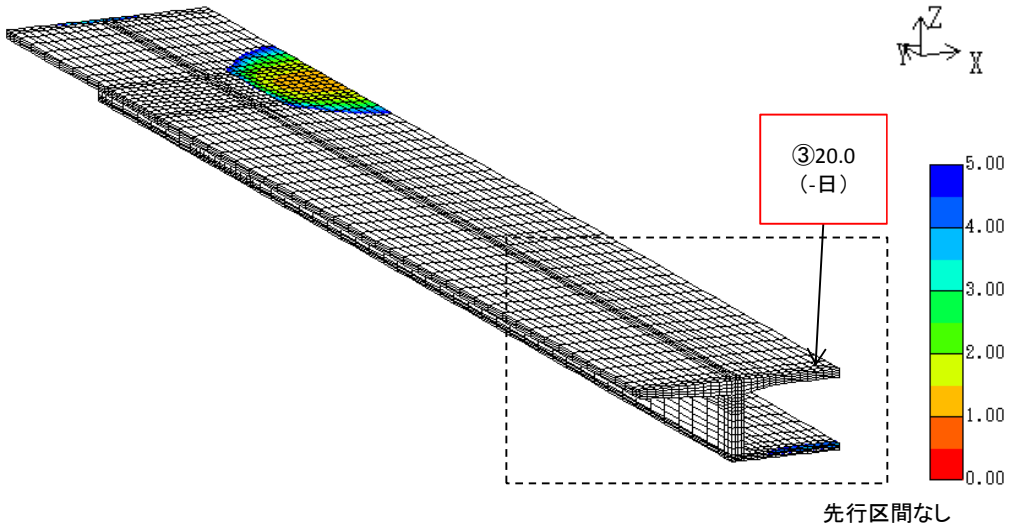
既設構造物	あり	⇒	なし



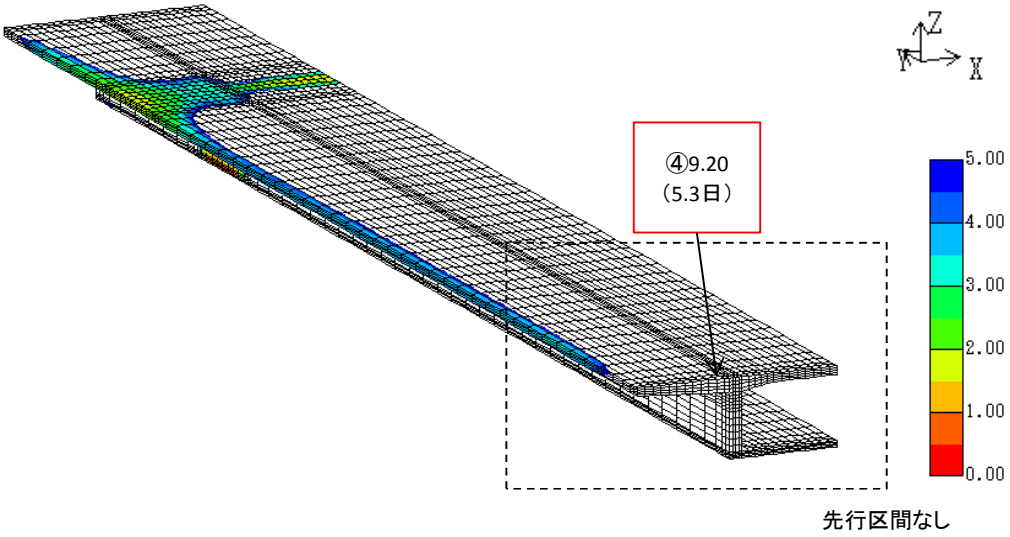
参図-2.7.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース07

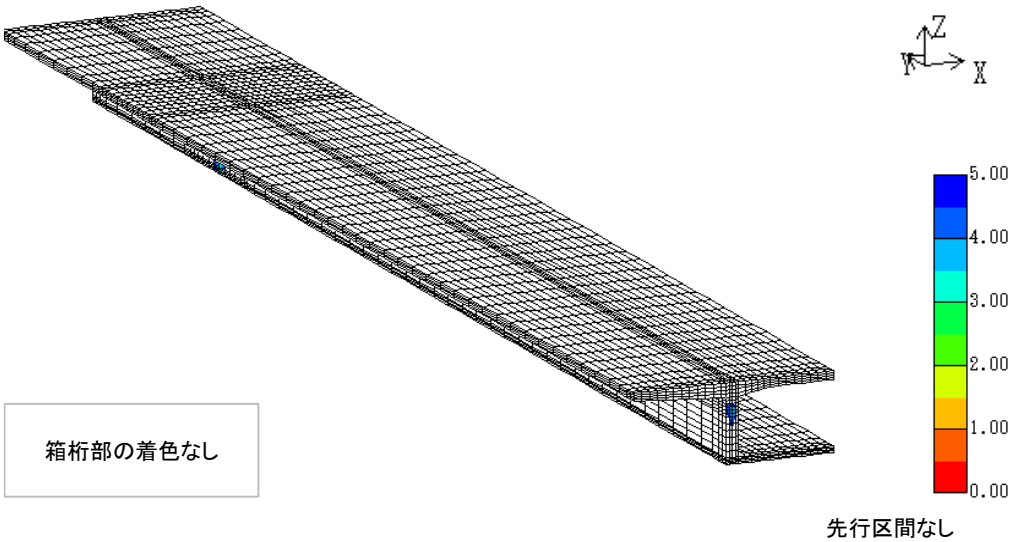
橋軸直角方向(X軸)



橋軸方向(Y軸)



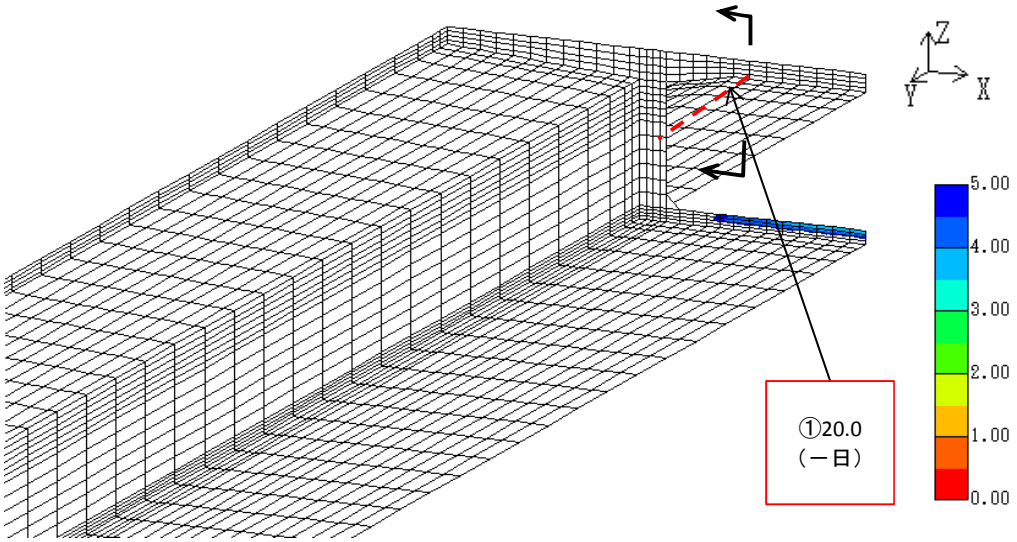
鉛直方向(Z軸)



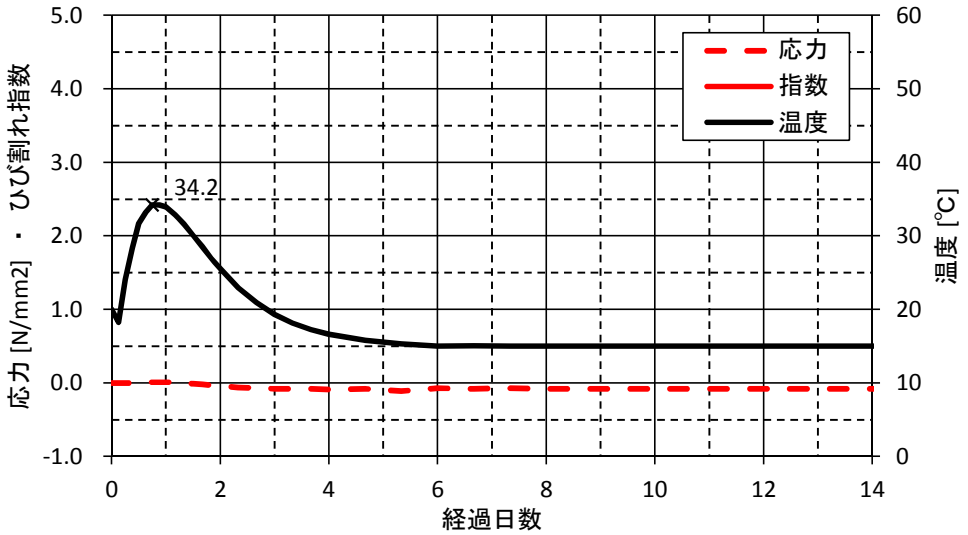
参図-2.7.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース07

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）



参図-2.7.3 ひび割れ指数コンター図

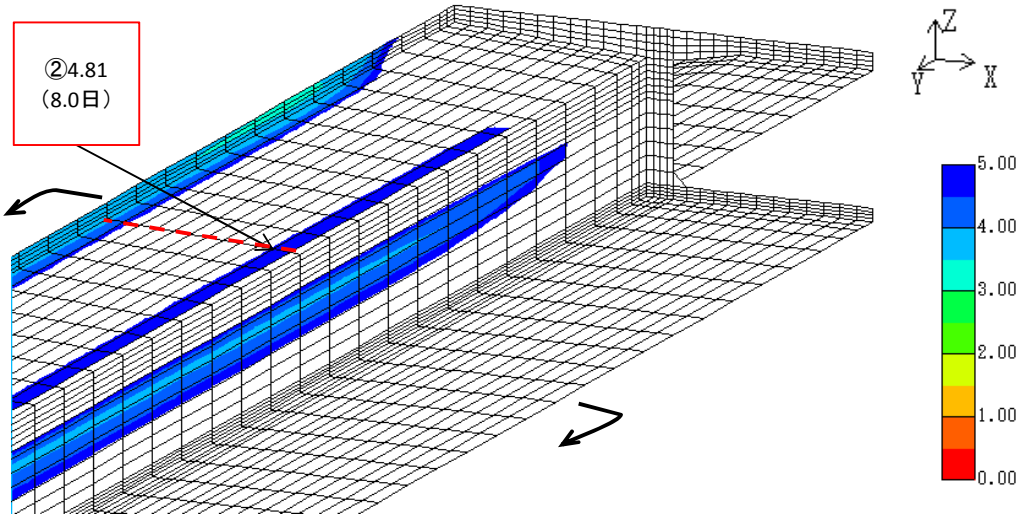


参図-2.7.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

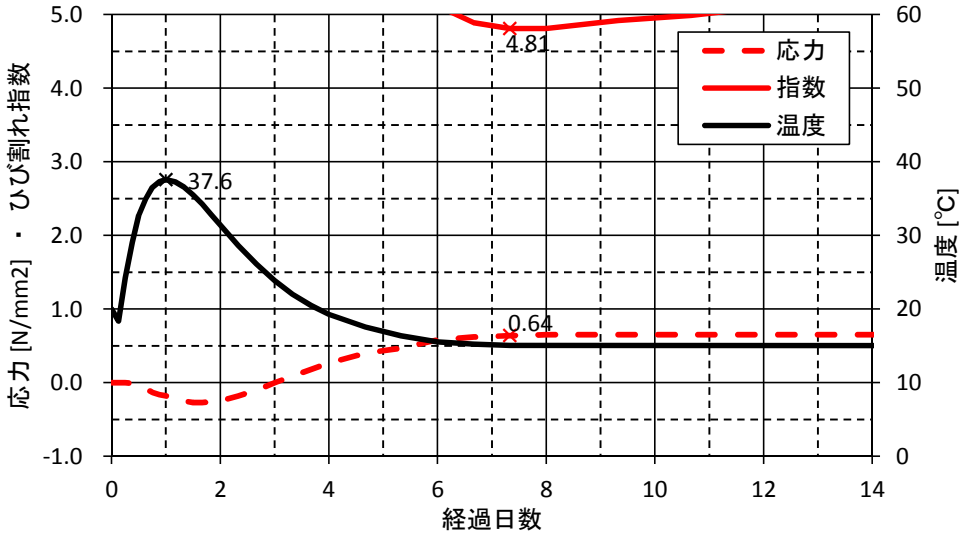
グラフより、圧縮応力が作用していることが確認できる。
したがって、この部位で補強鉄筋量の検討は要しない。

・ケース07

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

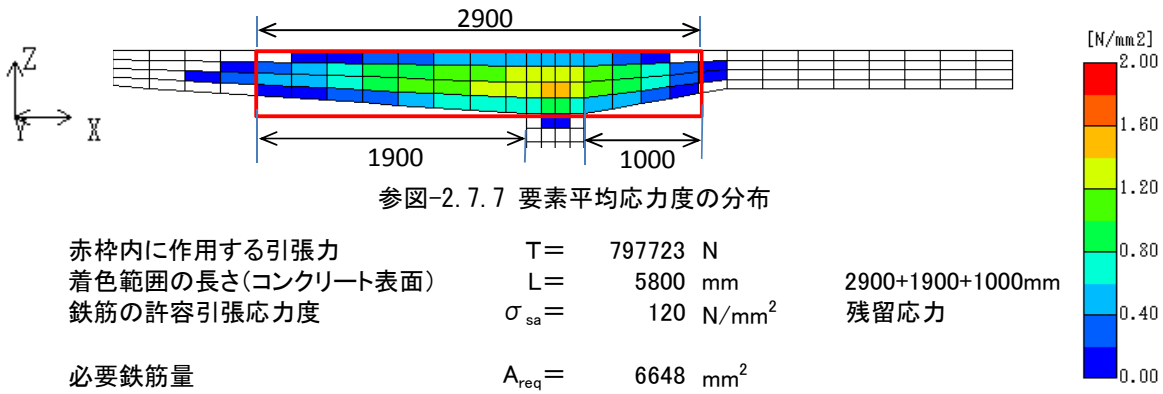


参図-2.7.5 ひび割れ指数コンター図



参図-2.7.6 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（全引張応力に着目）

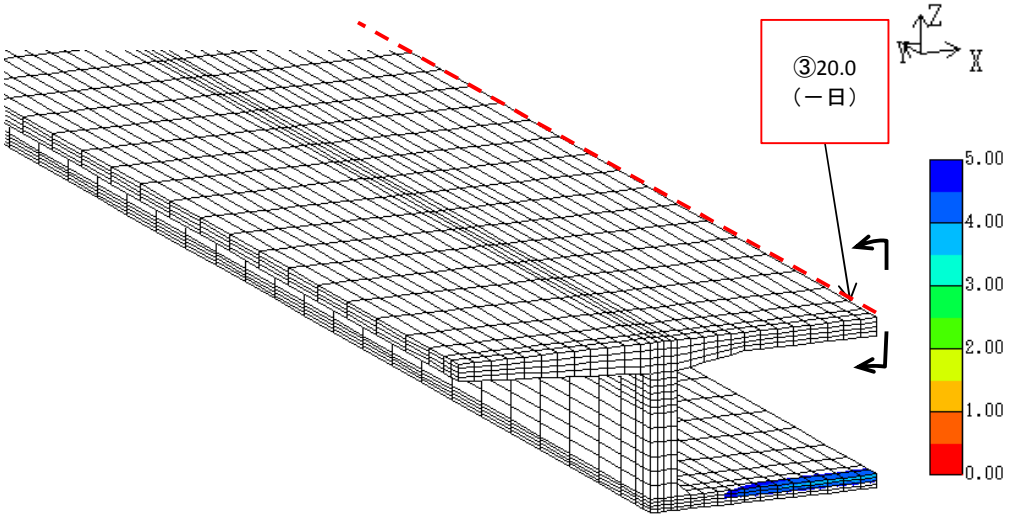


参図-2.7.7 要素平均応力度の分布

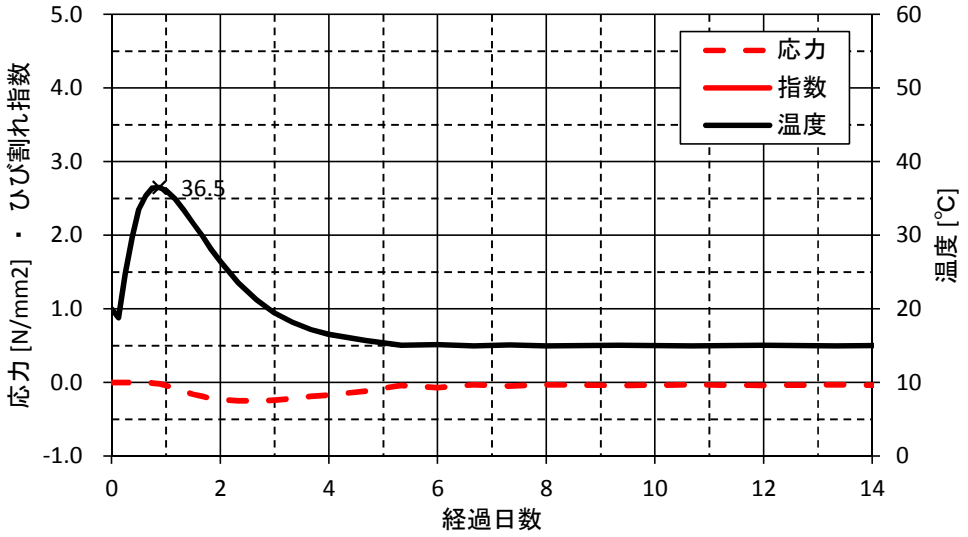
赤枠内に作用する引張力	T＝	797723	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5800	mm	2900+1900+1000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	6648	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1146	mm^2/m	

・ケース07

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）



参図-2.7.8 ひび割れ指数コンター図

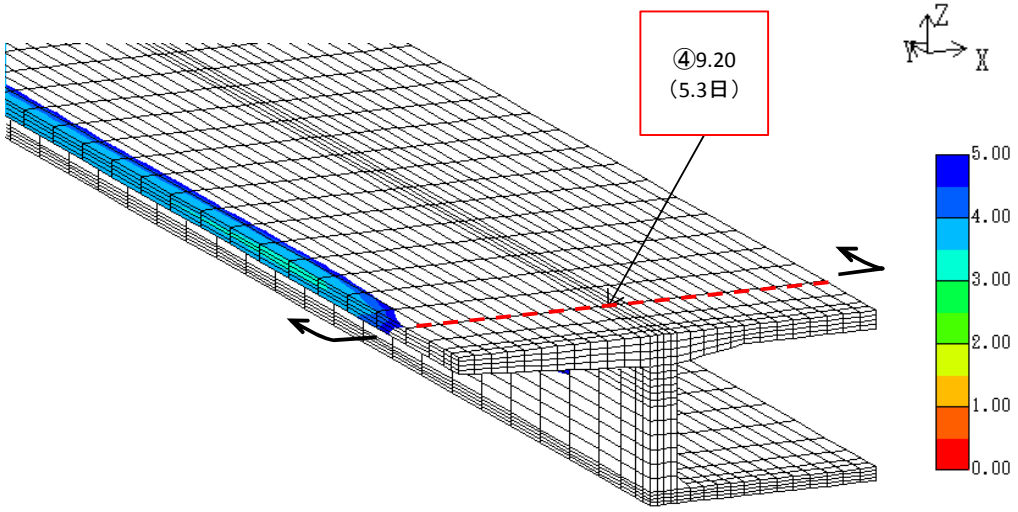


参図-2.7.9 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

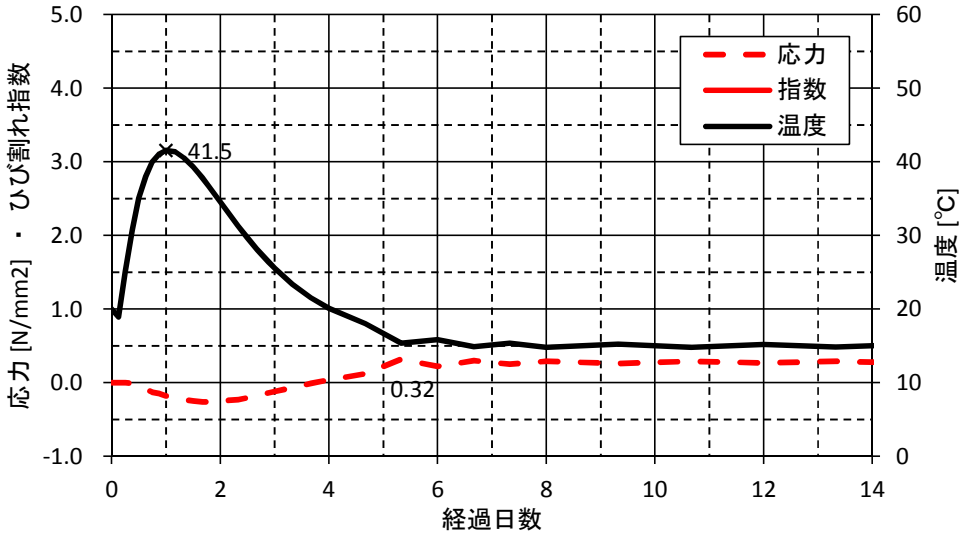
グラフより、圧縮応力が作用していることが確認できる。
したがって、この部位で補強鉄筋量の検討は要しない。

・ケース07

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

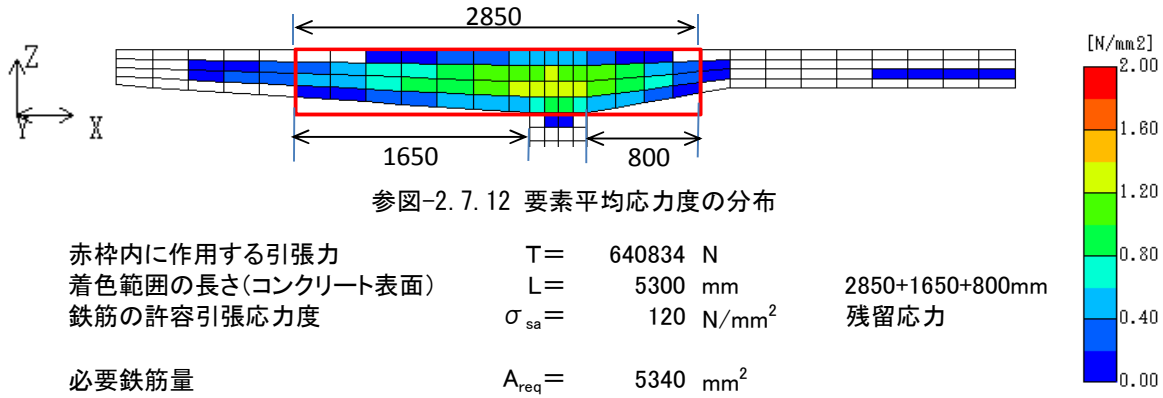


参図-2.7.10 ひび割れ指数コンター図



参図-2.7.11 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（全引張応力に着目）

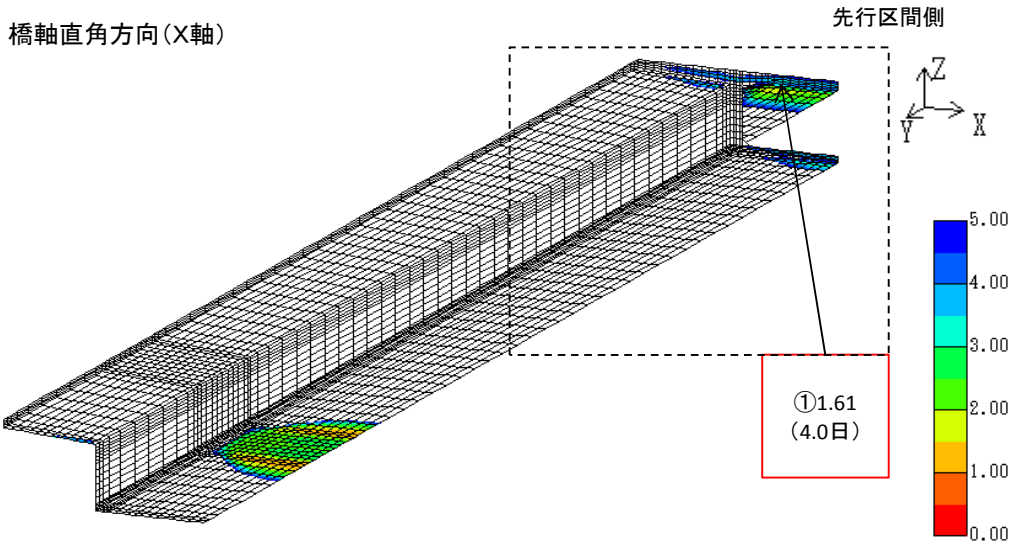


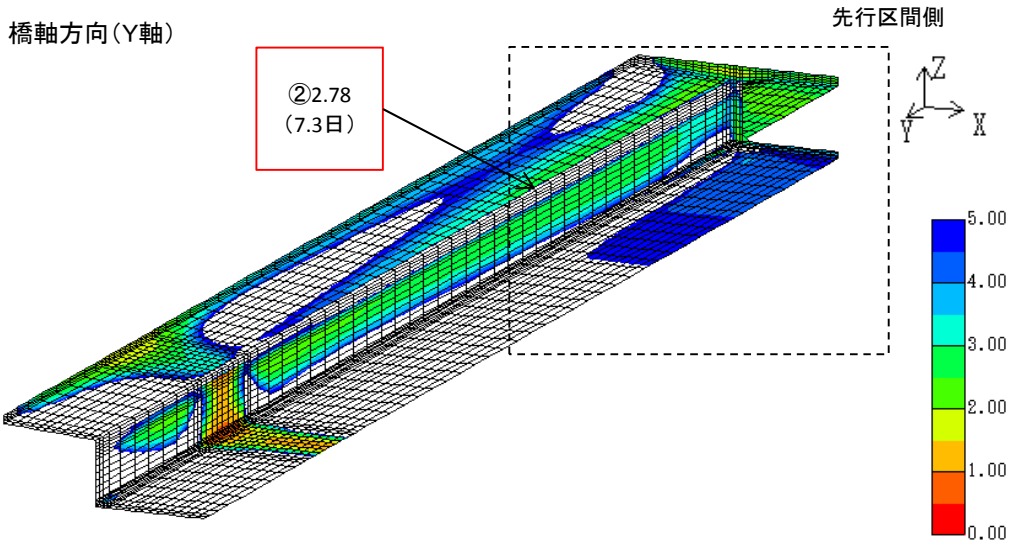
参図-2.7.12 要素平均応力度の分布

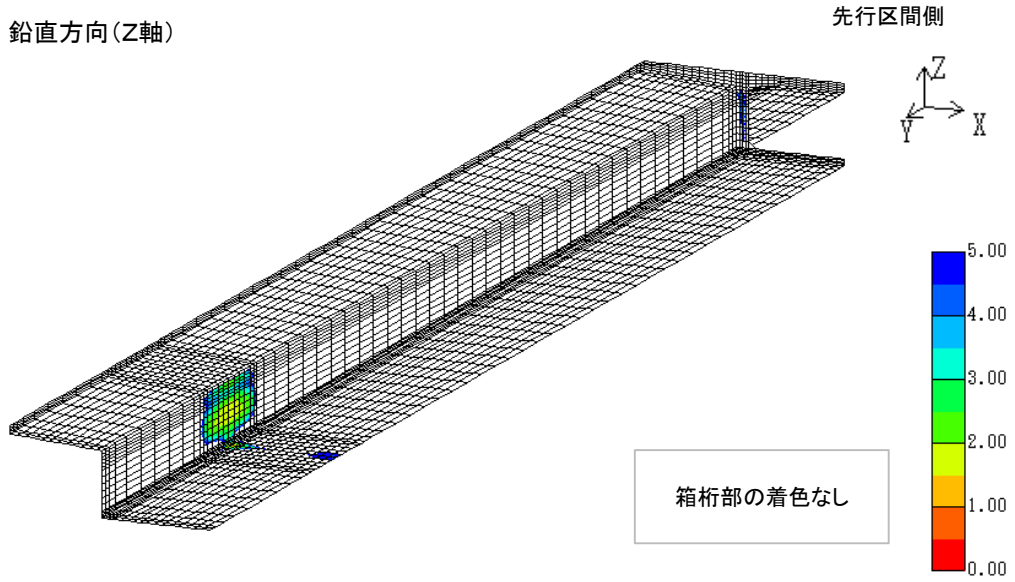
赤枠内に作用する引張力	T＝	640834	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5300	mm	2850+1650+800mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	5340	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1008	mm^2/m	

・ケース08

外気温	15	⇒	35	℃



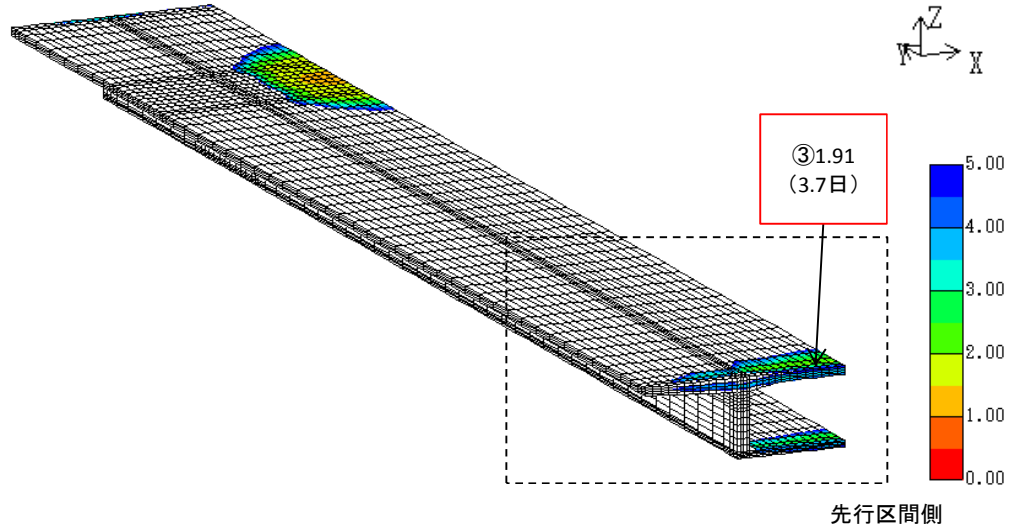




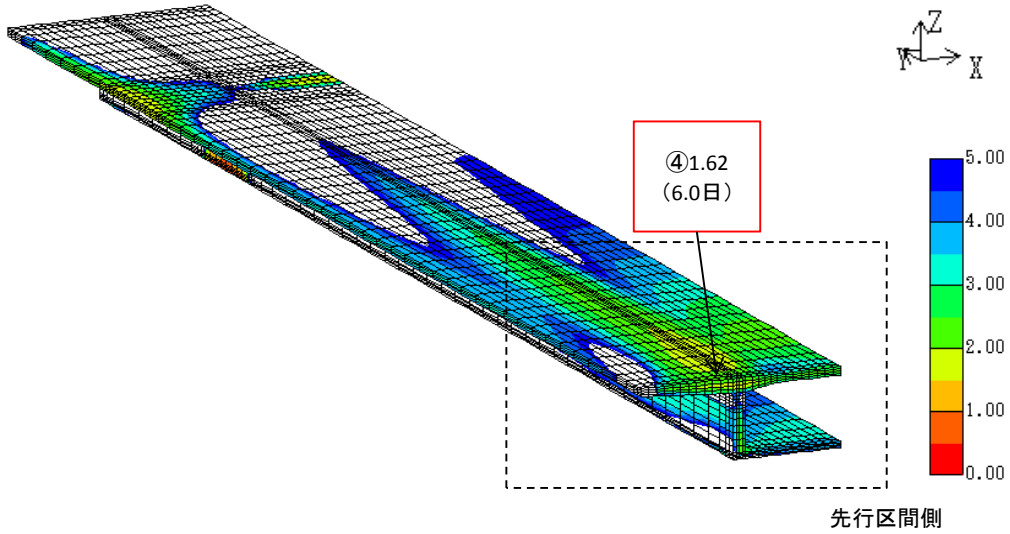
参図-2.8.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース08

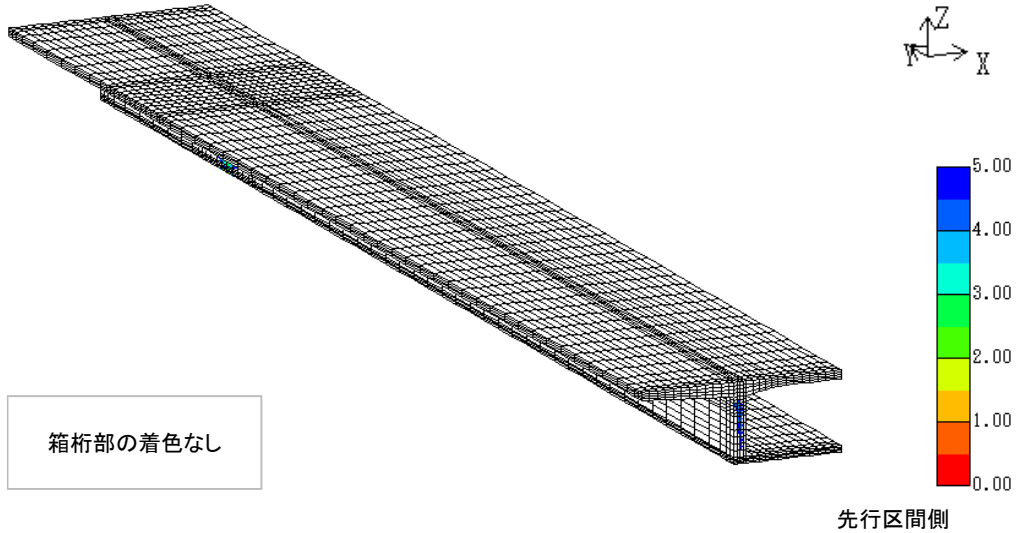
橋軸直角方向(X軸)



橋軸方向(Y軸)



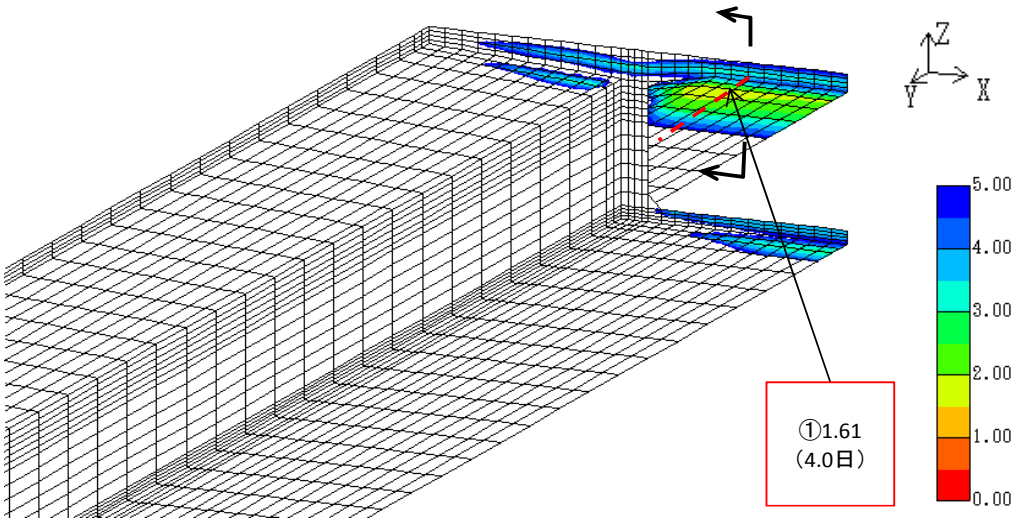
鉛直方向(Z軸)



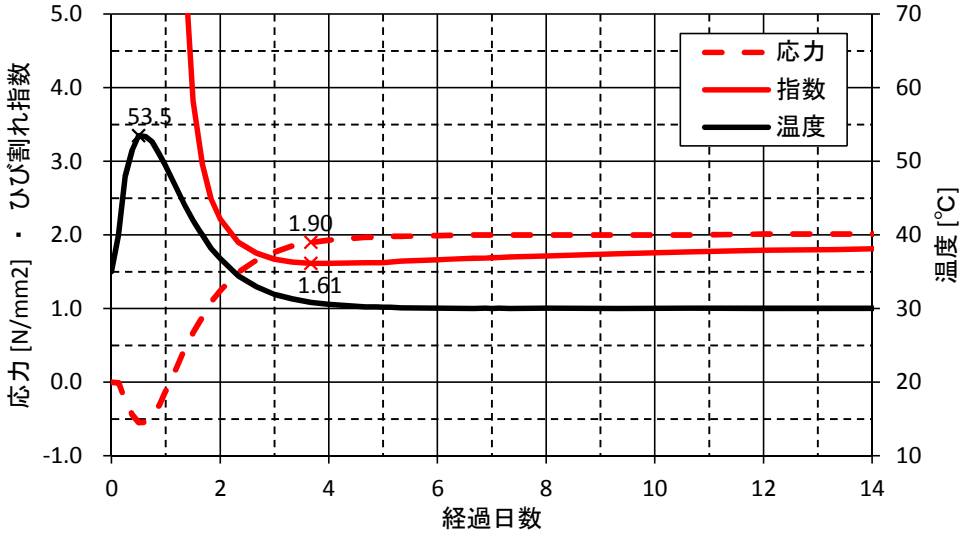
参図-2.8.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース08

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

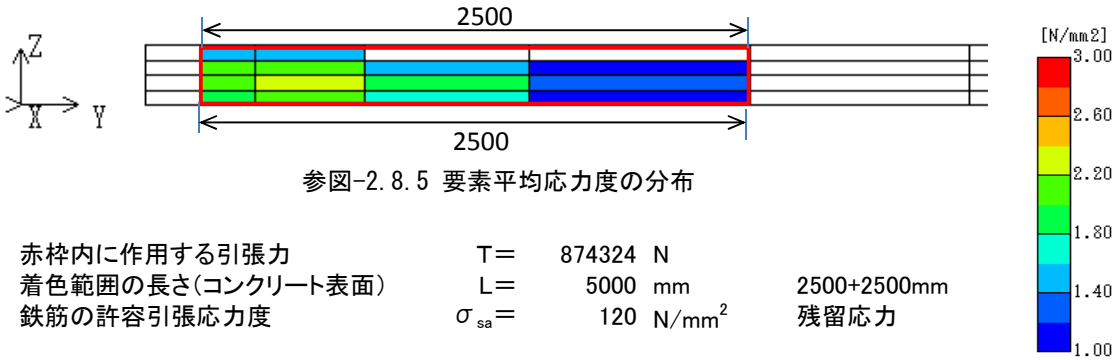


参図-2.8.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.8.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

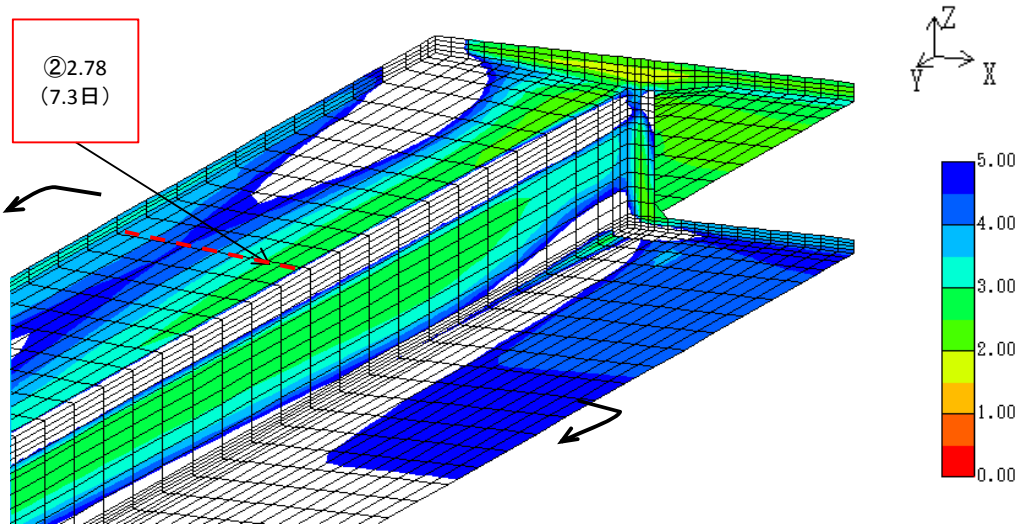


参図-2.8.5 要素平均応力度の分布

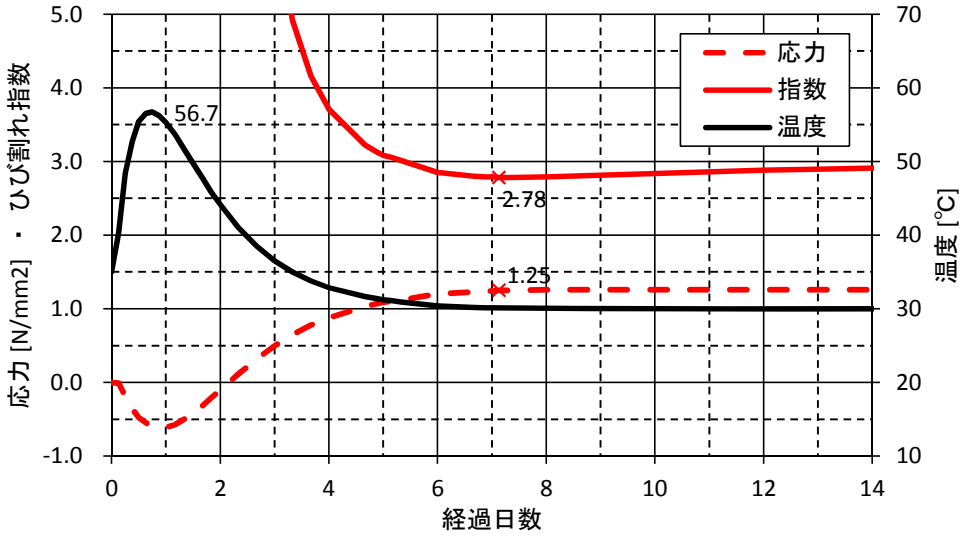
赤枠内に作用する引張力	T＝	874324	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5000	mm	2500+2500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	7286	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1457	mm^2/m	

・ケース08

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

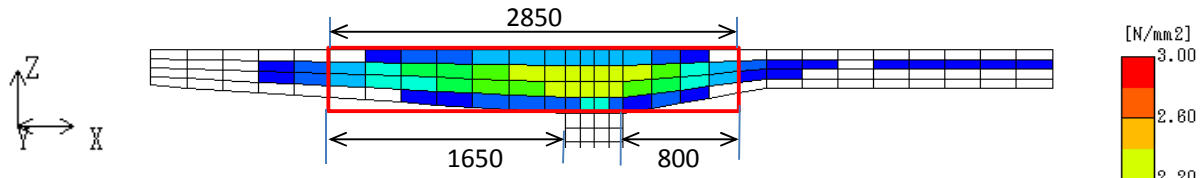


参図-2.8.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.8.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

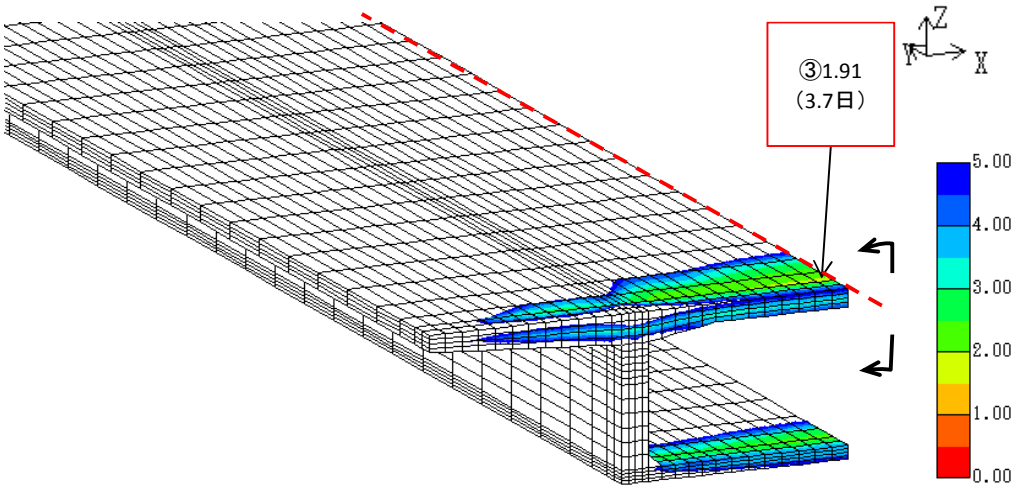


参図-2.8.8 要素平均応力度の分布

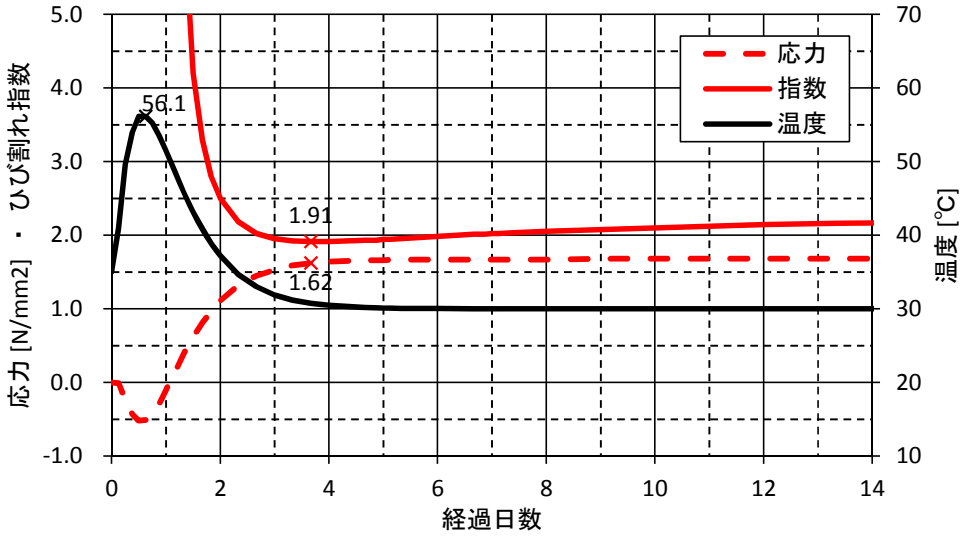
赤枠内に作用する引張力	T＝	1623017	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5300	mm	2850+1650+800mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	13525	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2552	mm^2/m	

・ケース08

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

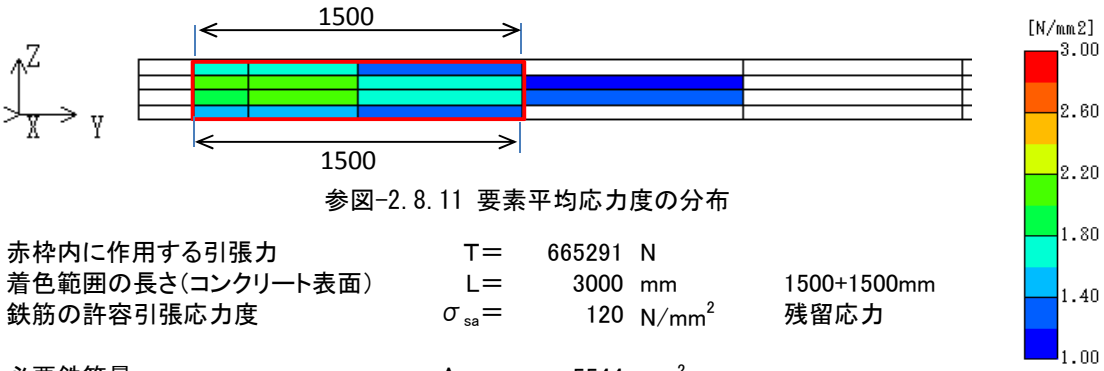


参図-2.8.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.8.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

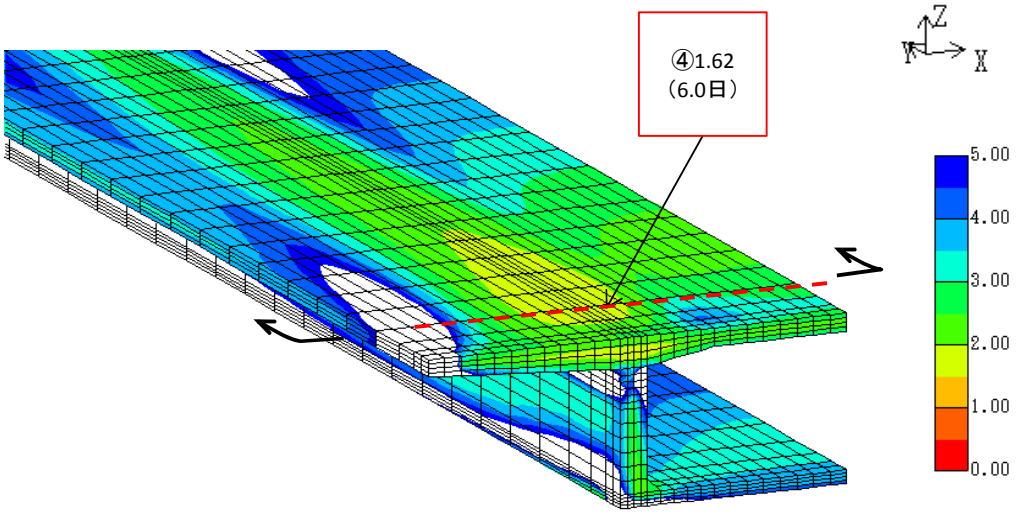


参図-2.8.11 要素平均応力度の分布

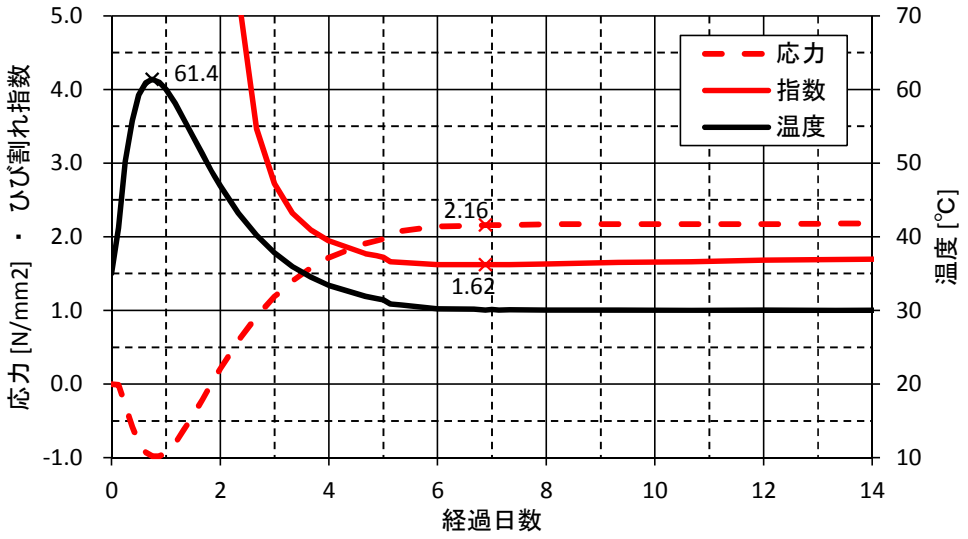
赤枠内に作用する引張力	T＝	665291	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	3000	mm	1500+1500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	5544	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1848	mm^2/m	

・ケース08

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

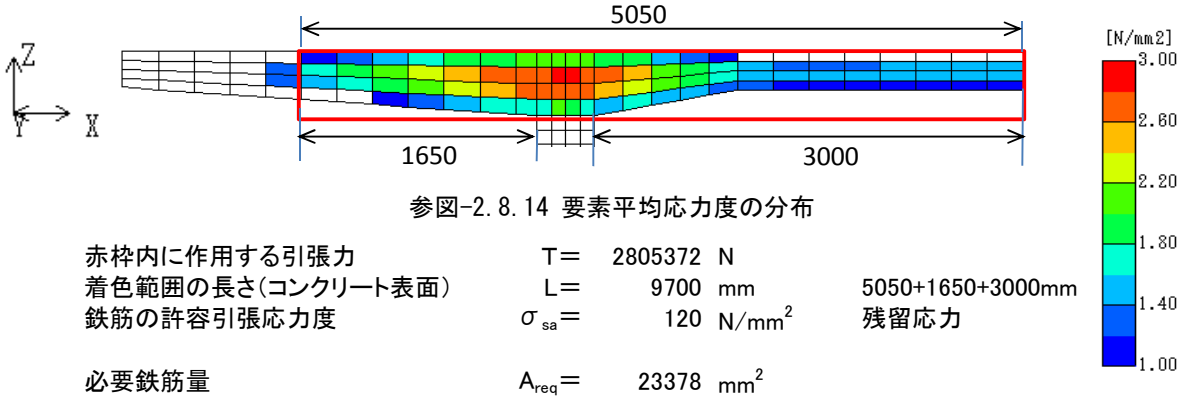


参図-2.8.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.8.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

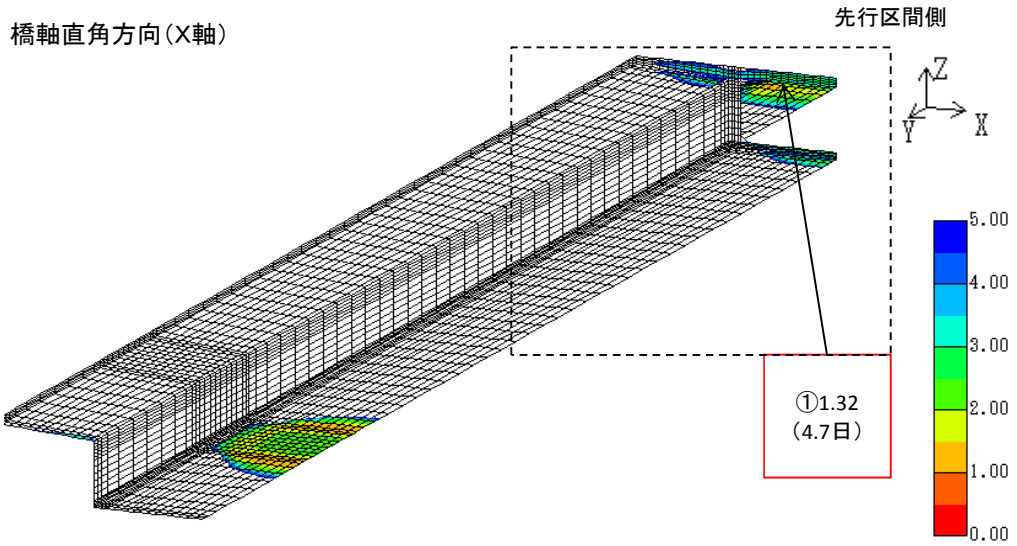


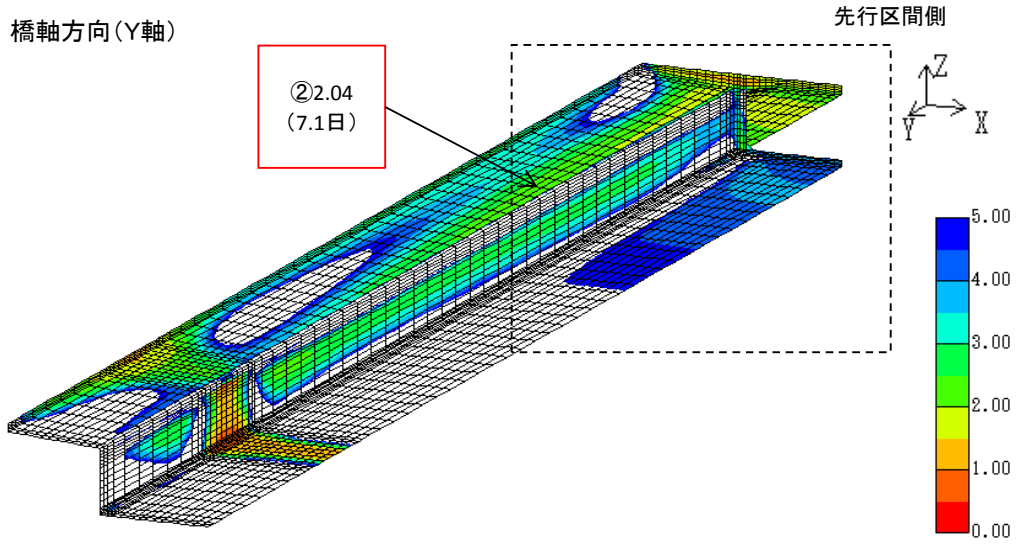
参図-2.8.14 要素平均応力度の分布

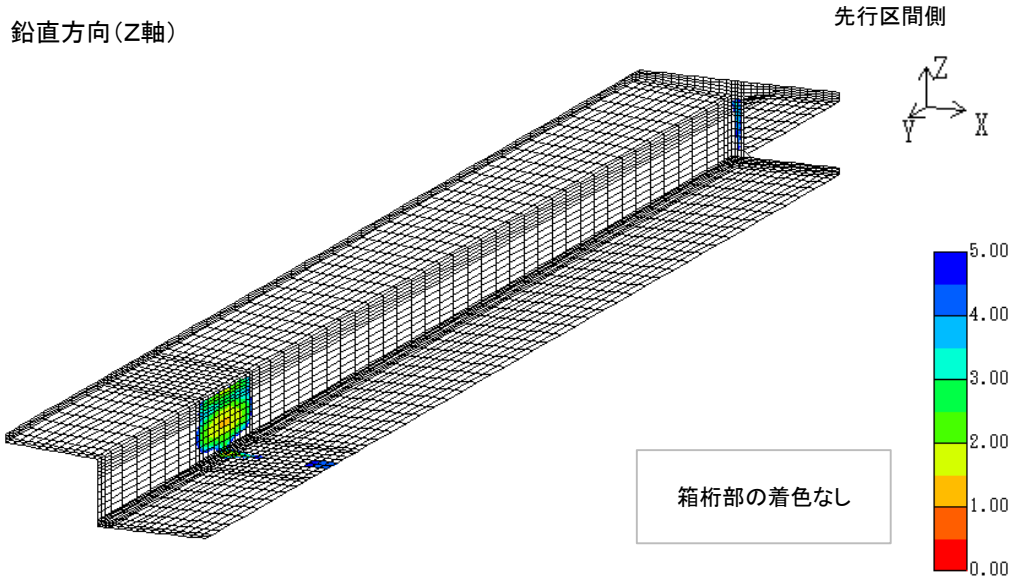
赤枠内に作用する引張力	T＝	2805372	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	9700	mm	5050+1650+3000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	23378	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2410	mm^2/m	

・ケース09

セメント量	350	⇒	450	kg/m3



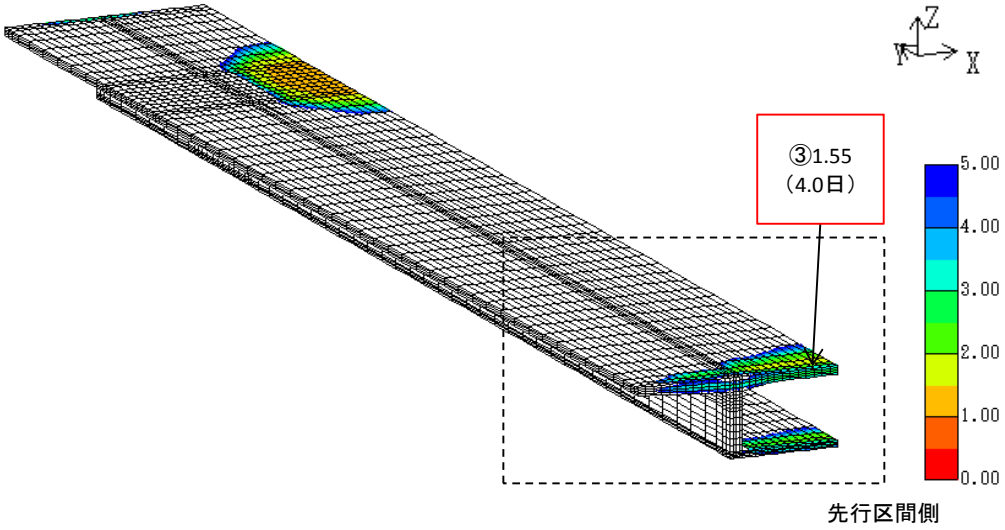




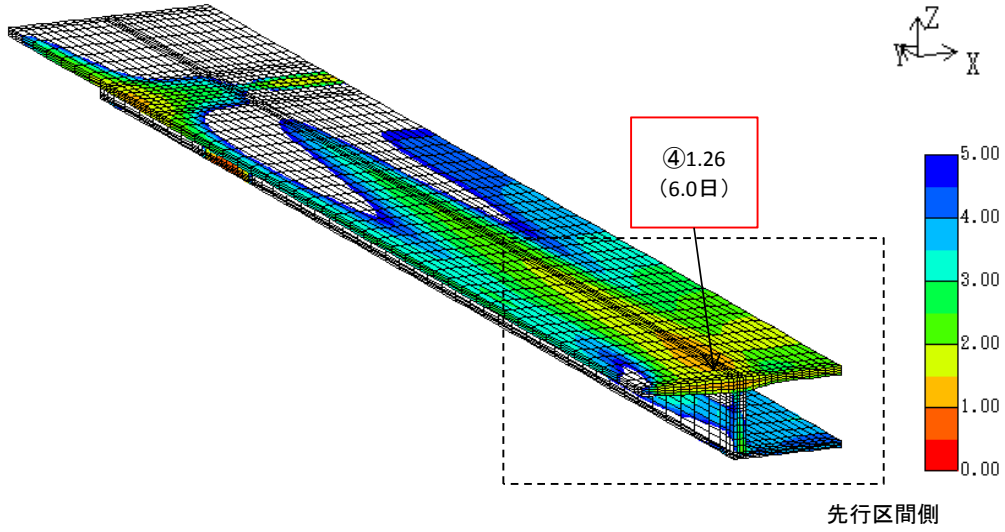
参図-2.9.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース09

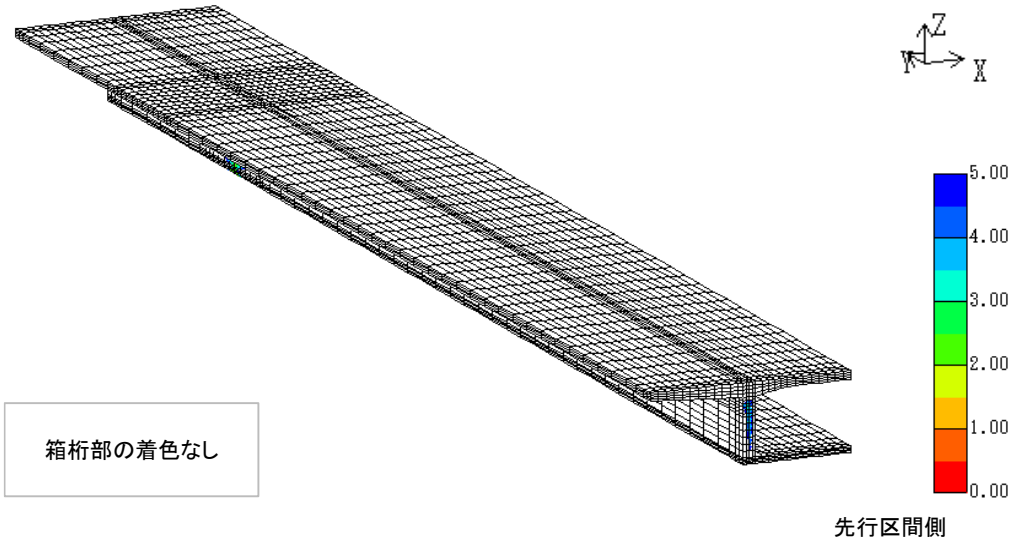
橋軸直角方向(X軸)



橋軸方向(Y軸)



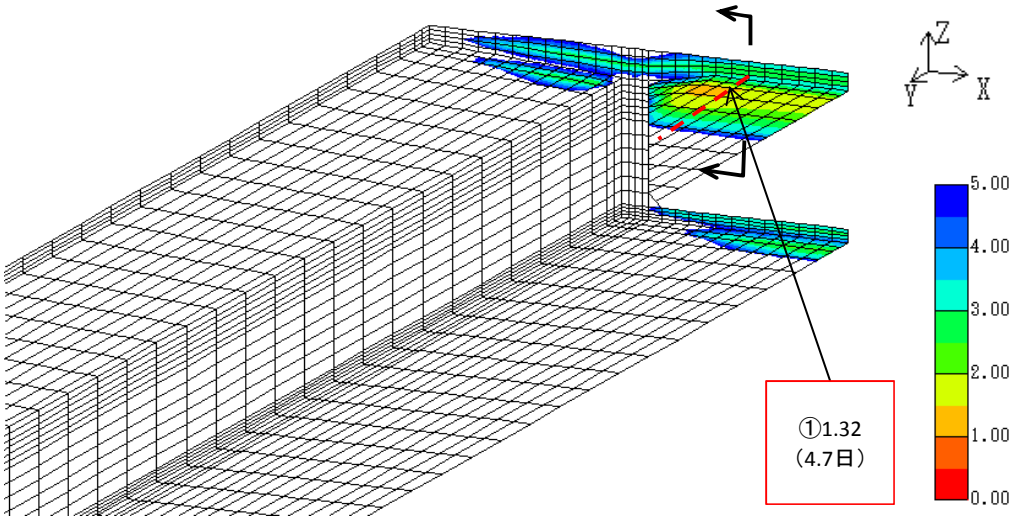
鉛直方向(Z軸)



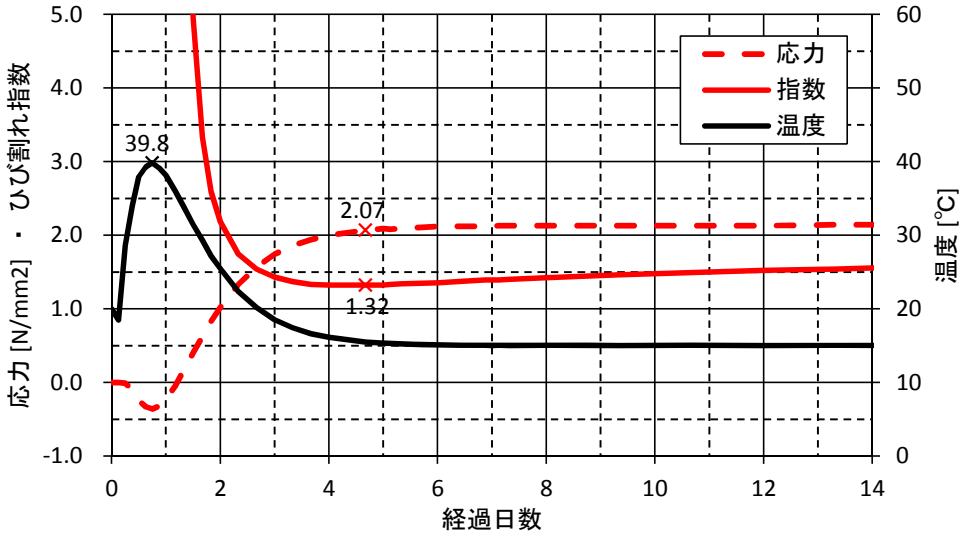
参図-2.9.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース09

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

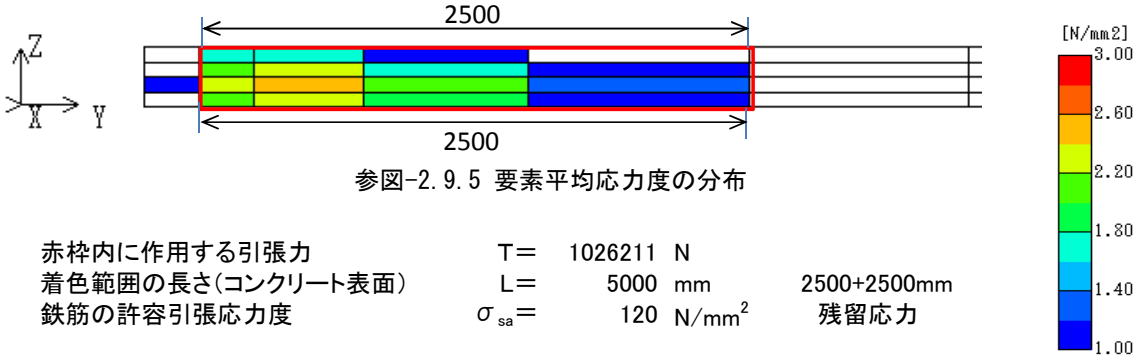


参図-2.9.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.9.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

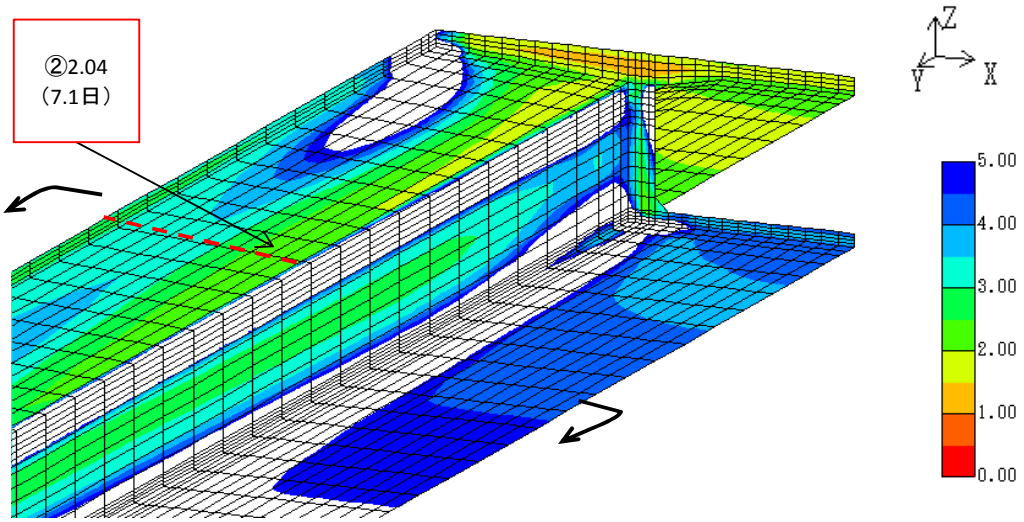


参図-2.9.5 要素平均応力度の分布

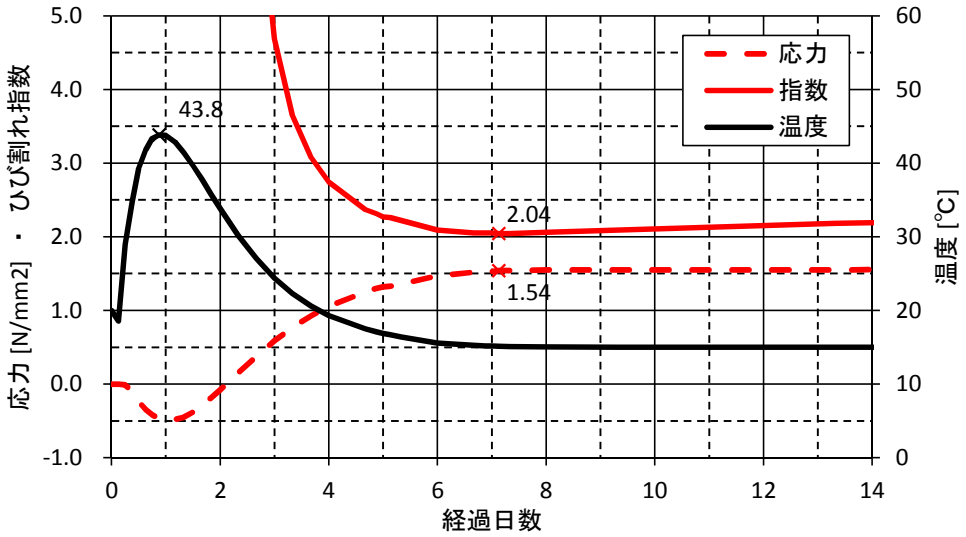
赤枠内に作用する引張力	T＝	1026211	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5000	mm	2500+2500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	8552	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1710	mm^2/m	

・ケース09

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

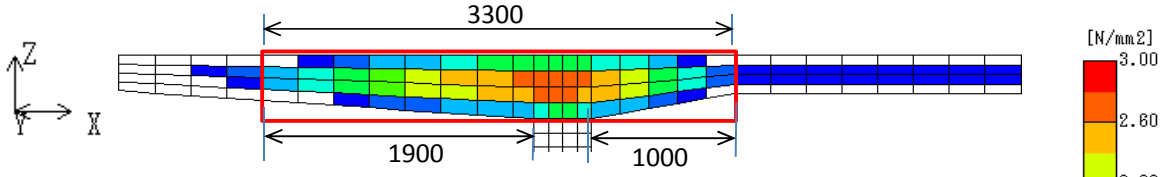


参図-2.9.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.9.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

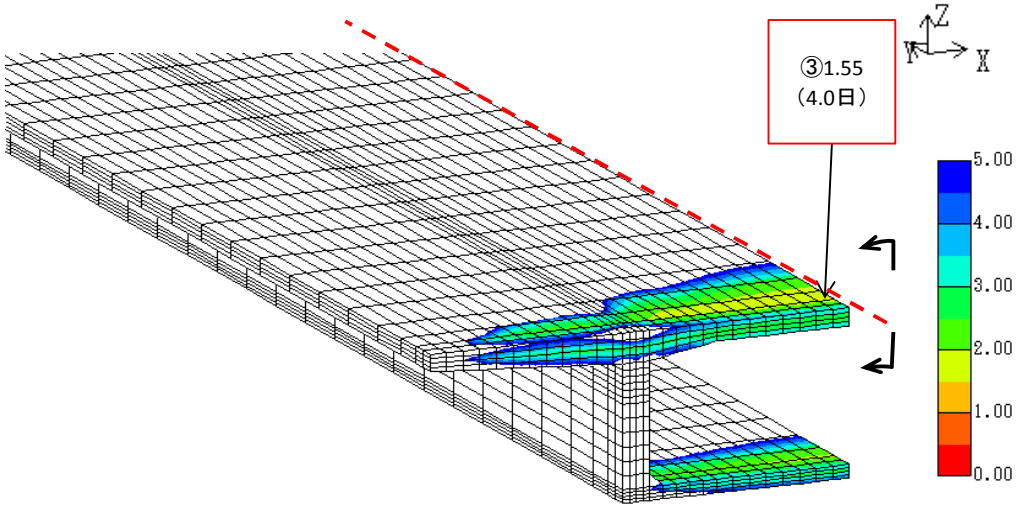


参図-2.9.8 要素平均応力度の分布

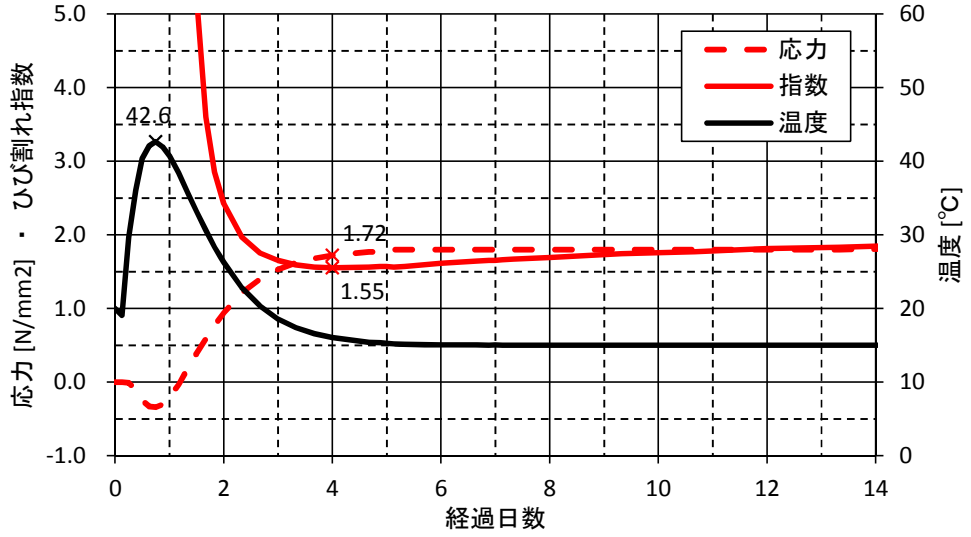
赤枠内に作用する引張力	T＝	2100754	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	6200	mm	3300+1900+1000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	17506	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2824	mm^2/m	

・ケース09

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

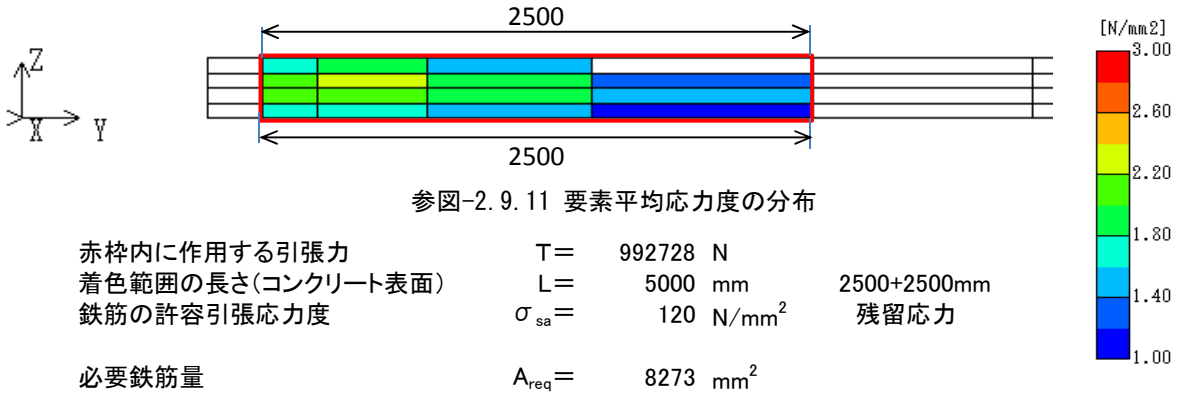


参図-2.9.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.9.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

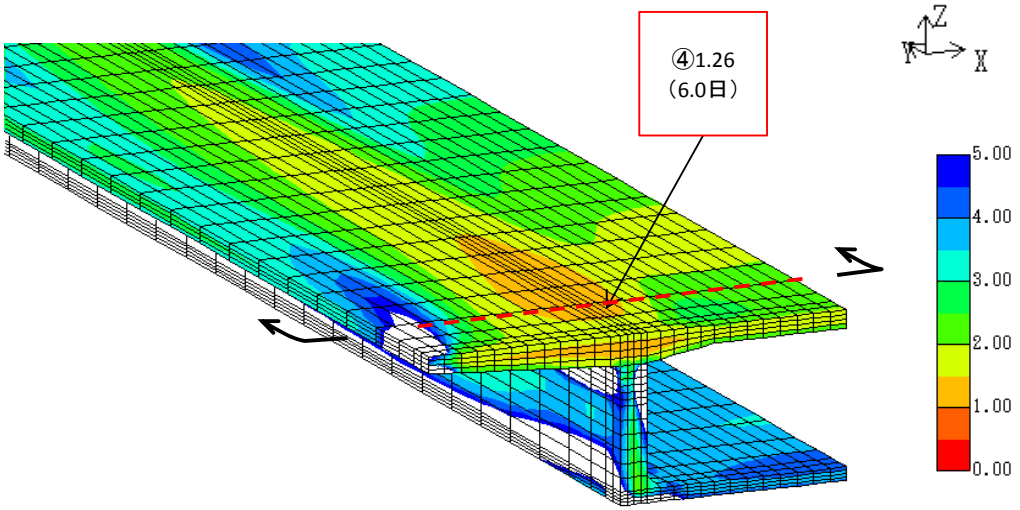


参図-2.9.11 要素平均応力度の分布

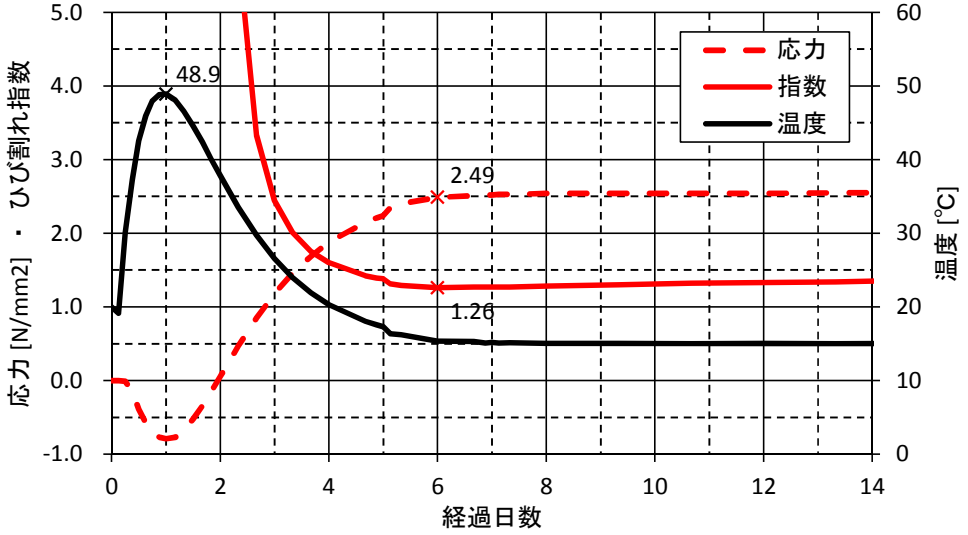
赤枠内に作用する引張力	T＝	992728	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5000	mm	2500+2500mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	8273	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1655	mm^2/m	

・ケース09

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

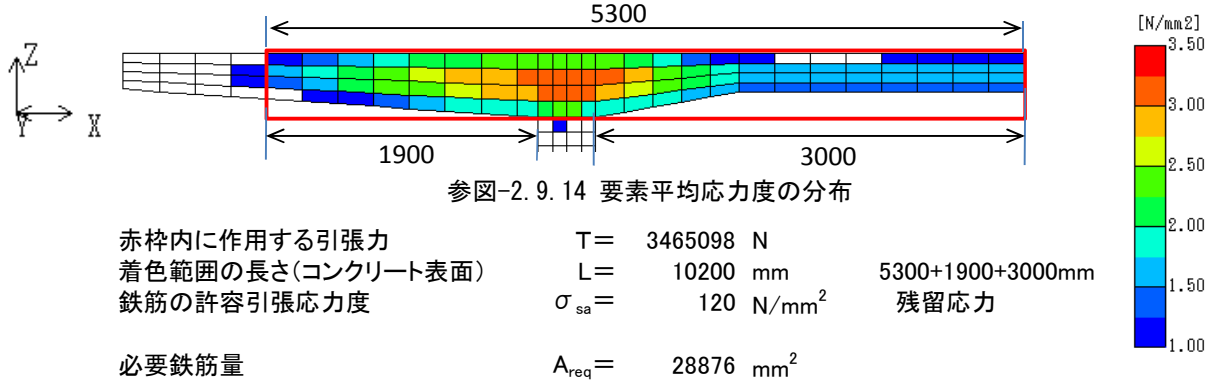


参図-2.9.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.9.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

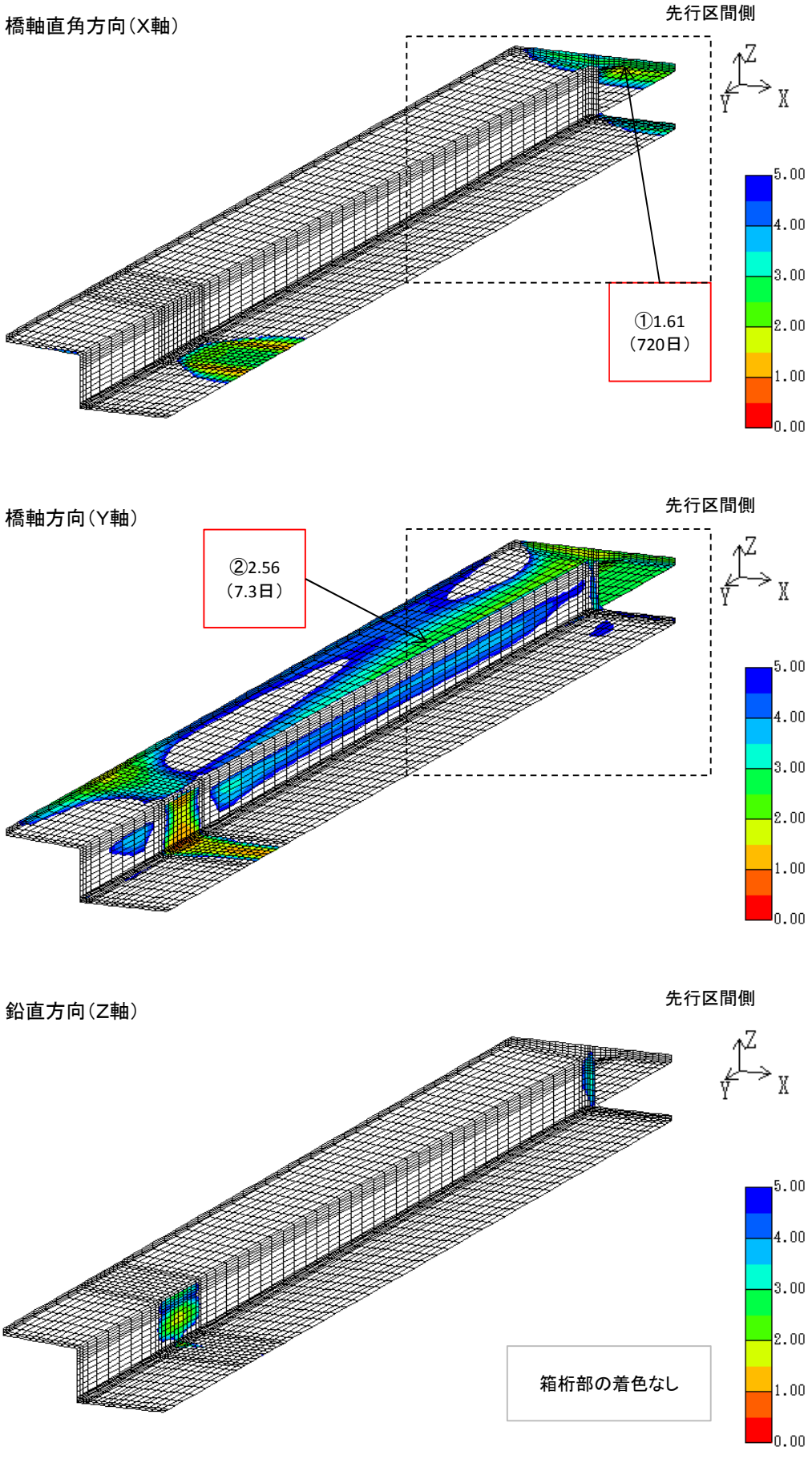


参図-2.9.14 要素平均応力度の分布

赤枠内に作用する引張力	T＝	3465098	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	10200	mm	5300+1900+3000mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	28876	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2831	mm^2/m	

・ケース10

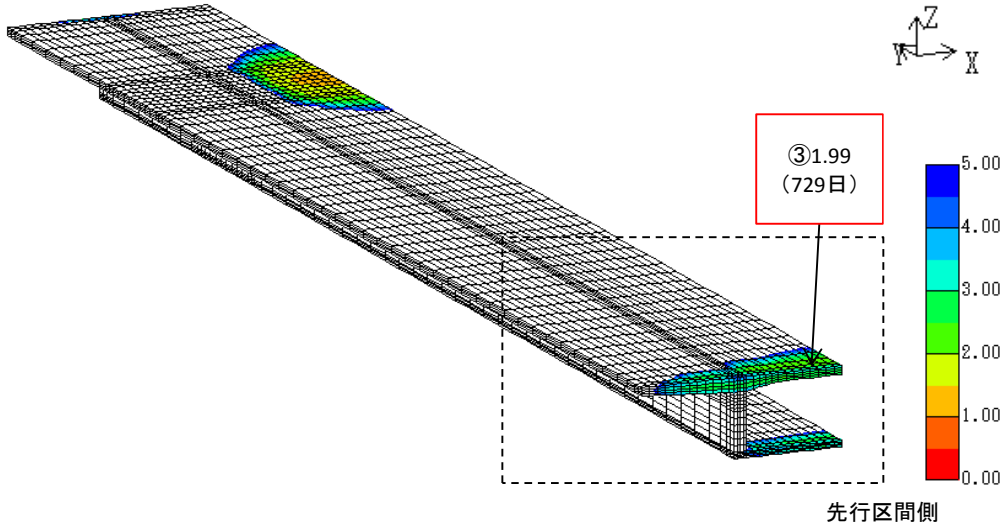
乾燥収縮度	200	⇒	500	μ(2年)



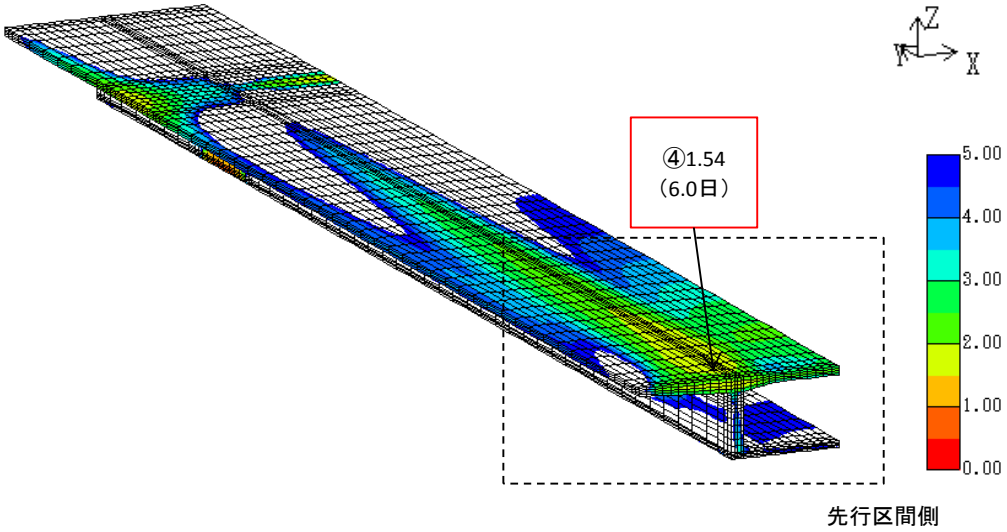
参図-2.10.1 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース10

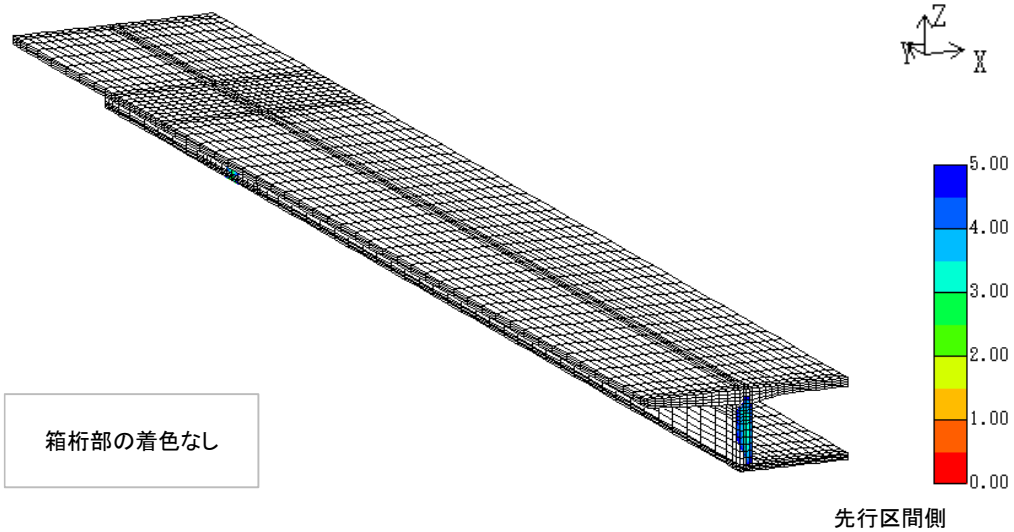
橋軸直角方向（X軸）



橋軸方向（Y軸）



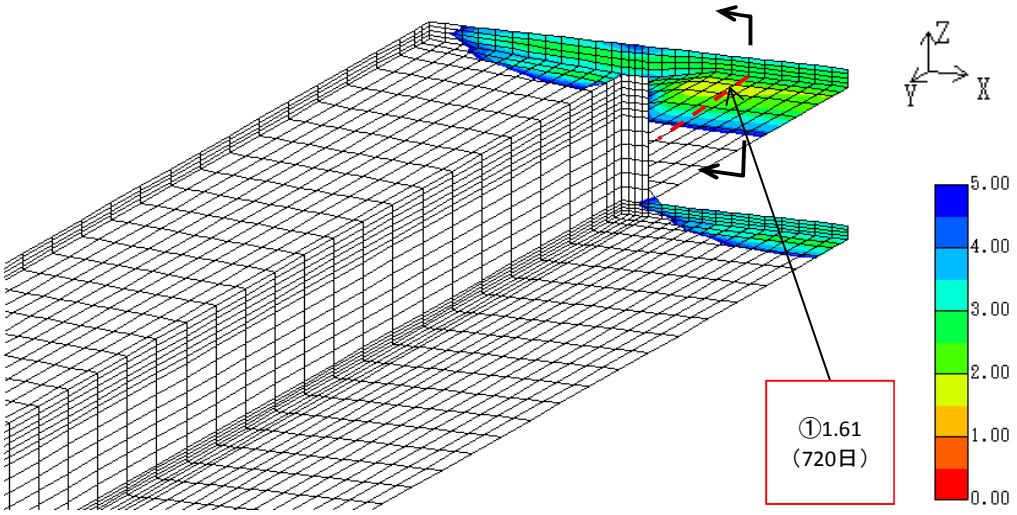
鉛直方向（Z軸）



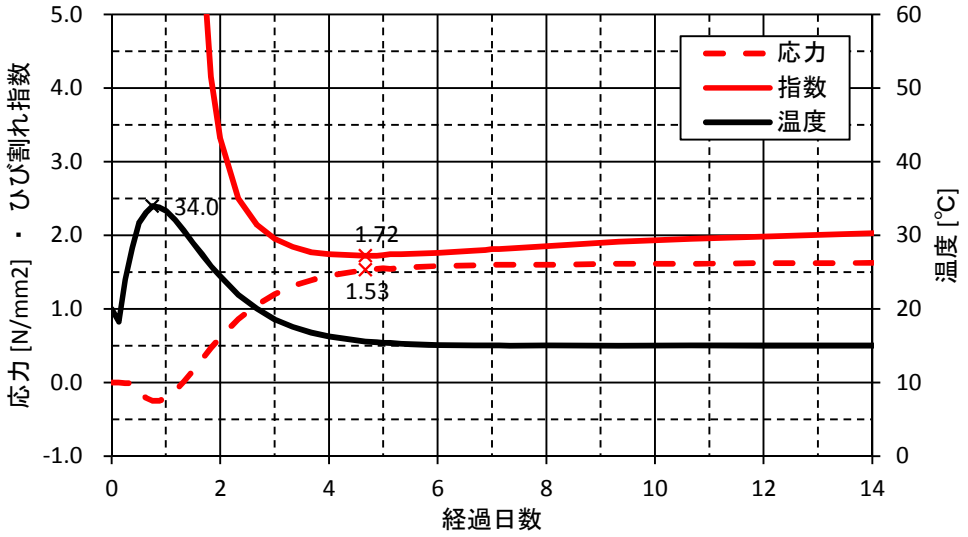
参図-2.10.2 履歴最小ひび割れ指数コンター図（応力成分別／下面側／全景）

・ケース10

① 中間床版下面 目地付近 （橋軸直角方向）

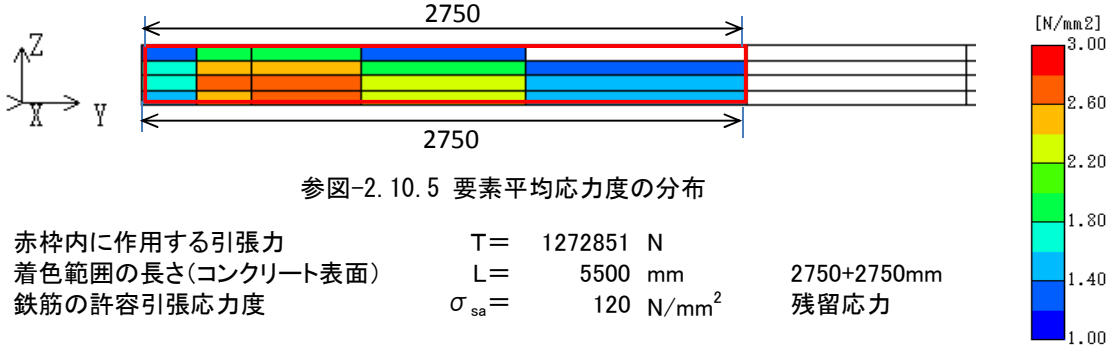


参図-2.10.3 ひび割れ指数コンター図



参図-2.10.4 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

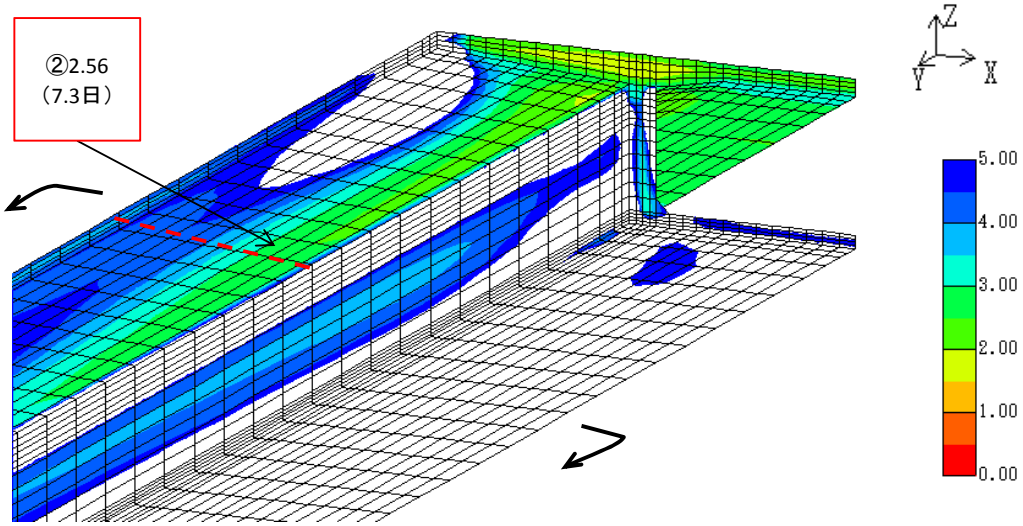


参図-2.10.5 要素平均応力度の分布

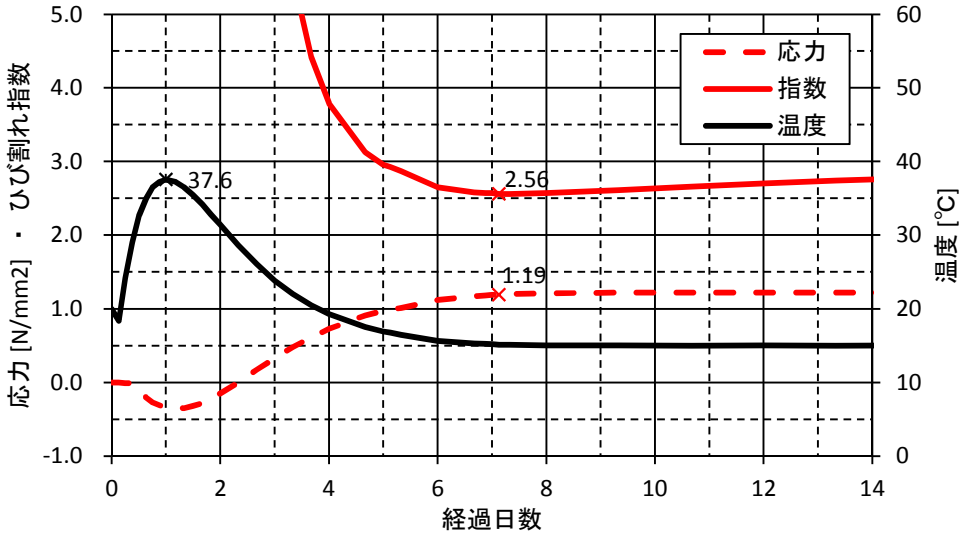
赤枠内に作用する引張力	T＝	1272851	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5500	mm	2750+2750mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	10607	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1929	mm^2/m	

・ケース10

② 張出床版下面 目地付近 （橋軸方向）

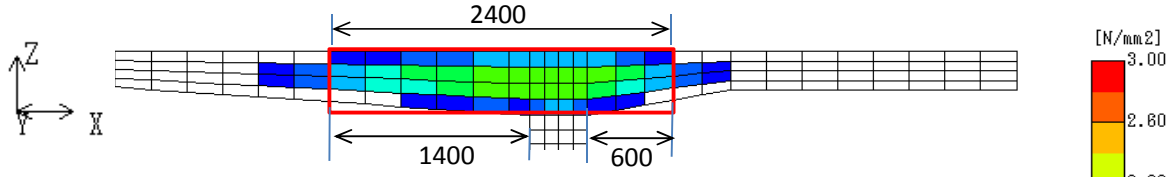


参図-2.10.6 ひび割れ指数コンター図



参図-2.10.7 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

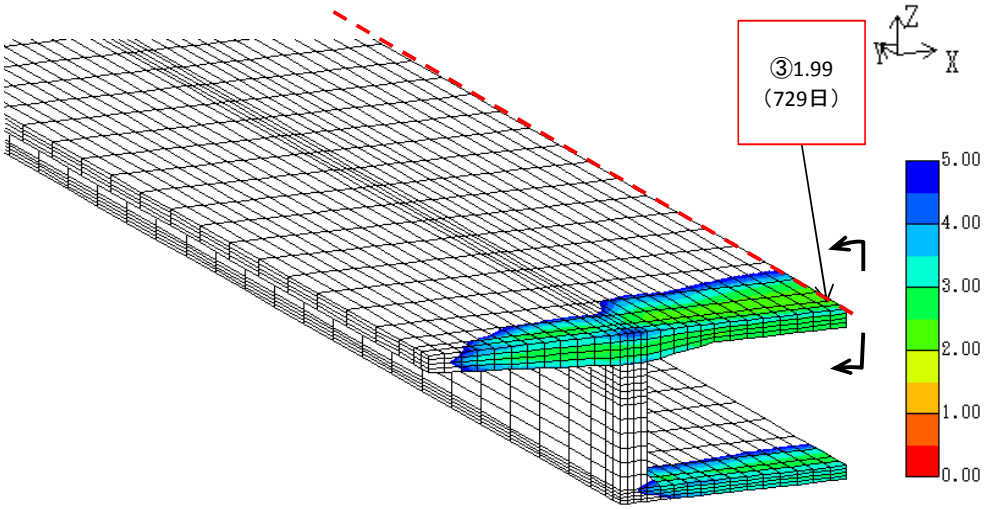


参図-2.10.8 要素平均応力度の分布

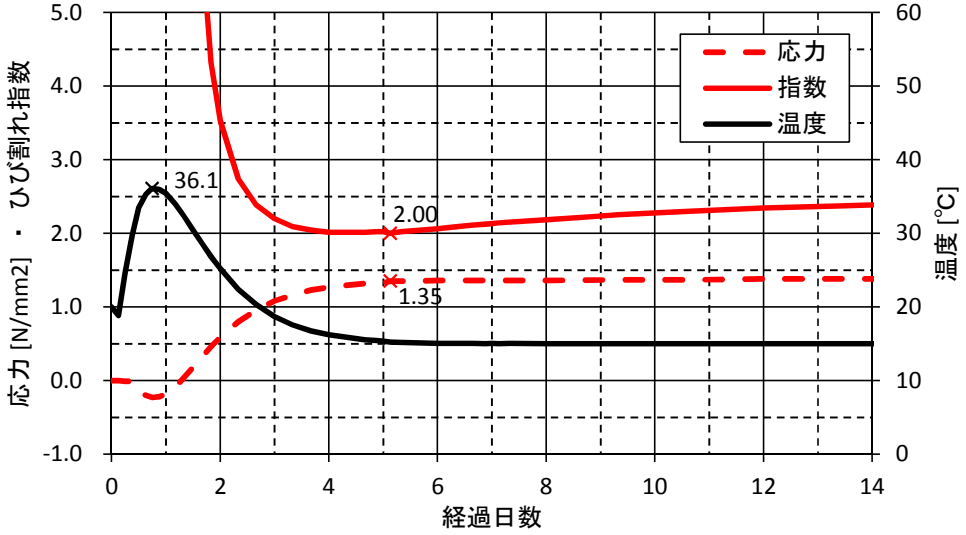
赤枠内に作用する引張力	T＝	1474073	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	4400	mm	2400+1400+600mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	12284	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2792	mm^2/m	

・ケース10

③ 中間床版上面 目地付近 （橋軸直角方向）

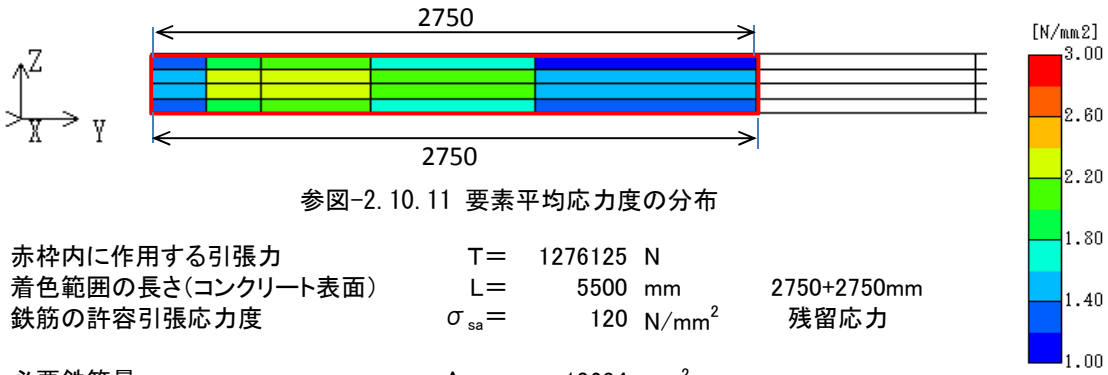


参図-2.10.9 ひび割れ指数コンター図



参図-2.10.10 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）

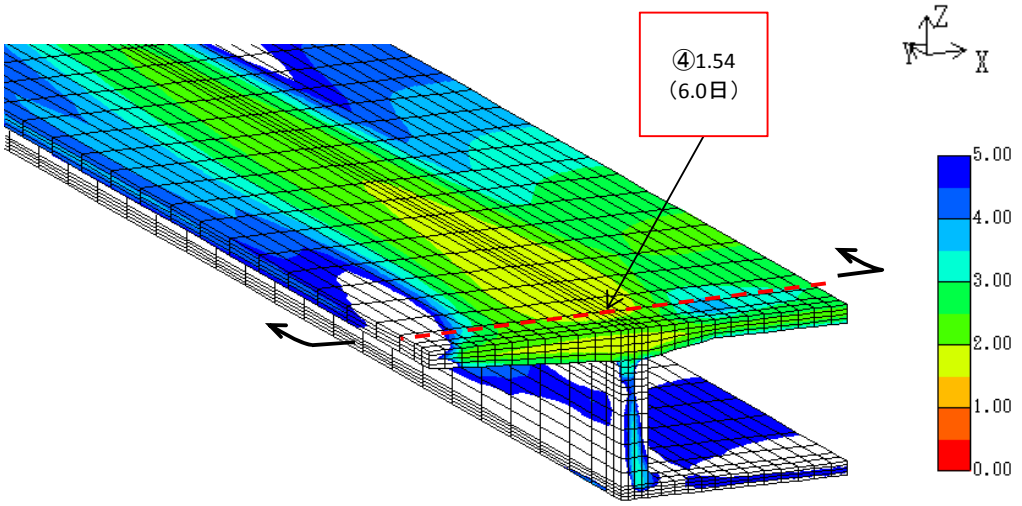


参図-2.10.11 要素平均応力度の分布

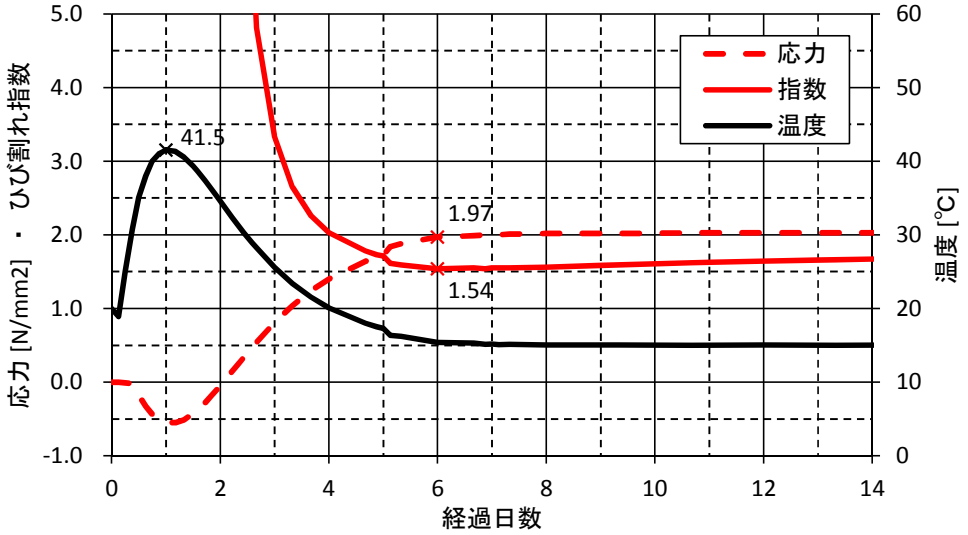
赤枠内に作用する引張力	T＝	1276125	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	5500	mm	2750+2750mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	10634	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	1934	mm^2/m	

・ケース10

④ 上床版上面 ウェブ上 （橋軸方向）

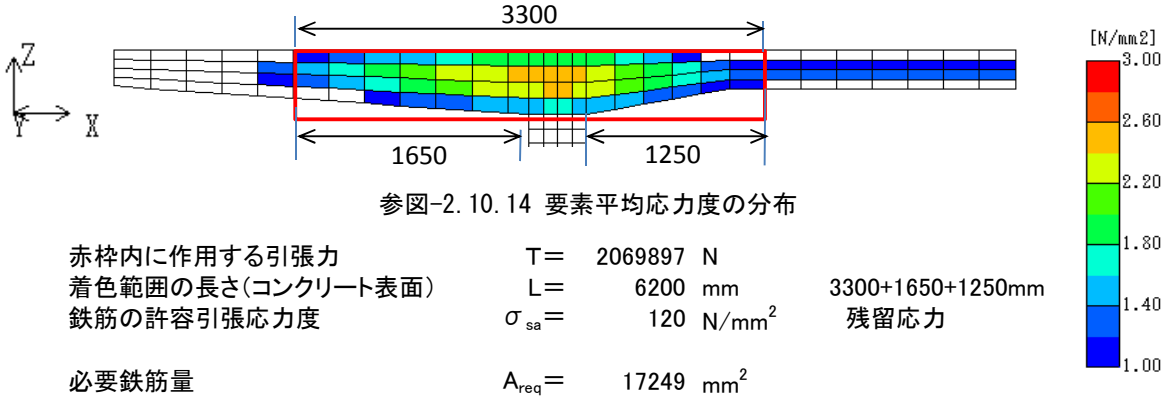


参図-2.10.12 ひび割れ指数コンター図



参図-2.10.13 応力・ひび割れ指数・温度の履歴

鉄筋量の計算（1.0N/mm^{2}以上の応力に着目）



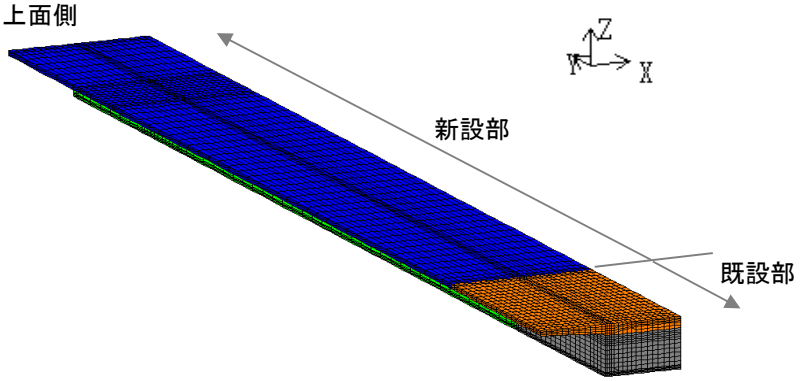
参図-2.10.14 要素平均応力度の分布

赤枠内に作用する引張力	T＝	2069897	N	
着色範囲の長さ(コンクリート表面)	L＝	6200	mm	3300+1650+1250mm
鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}＝	120	N/mm^2	残留応力
必要鉄筋量	A_{req}＝	17249	mm^2	
単位長さあたりの必要鉄筋量	A_{req}'＝	2782	mm^2/m	

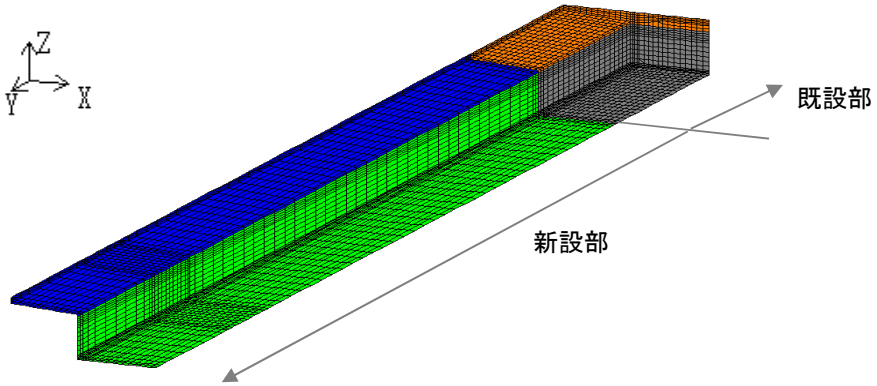
・ケース11.結果一覧
11.1 解析モデル

※ 図は基本モデルのものを使用

上面側



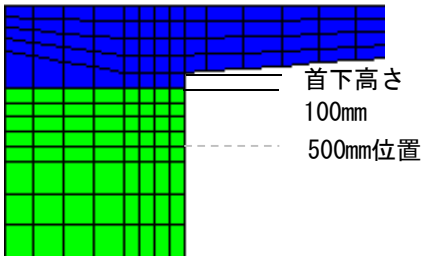
下面側



○基本モデル（以下、ケース1）の諸条件

桁高	2.5	m
幅員	12.6	m
ウェブ厚	0.4	m
下床版厚	0.2	m
セメント量	350	kg/m^3
外気温	15	℃
乾燥収縮（2年）	200	μ

断面図（新設部の打継目地を拡大）



○比較ケース一覧

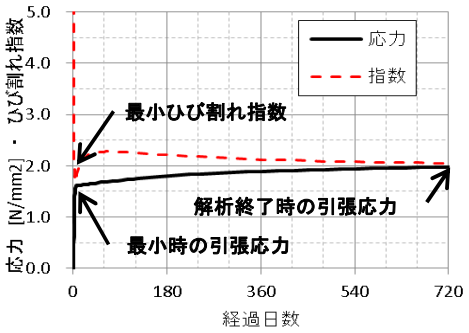
	基本モデルからの変更点				
ケース1	基本ケース	－			－
ケース2	桁高	2.5	⇒	3.5	m
ケース3	幅員	12.6	⇒	7.6	
ケース4	ウェブ厚	0.4	⇒	0.6	
ケース5	下床版厚	0.2	⇒	0.5	
ケース6	首下高さ	0.1	⇒	0.5	
ケース7	既設部（ブロック）	あり	⇒	なし	－
ケース8	外気温	15	⇒	30	℃
ケース9	セメント量	350	⇒	450	kg/m^3
ケース10	乾燥収縮（2年）	200	⇒	500	μ

参図-2.11.1 解析モデル

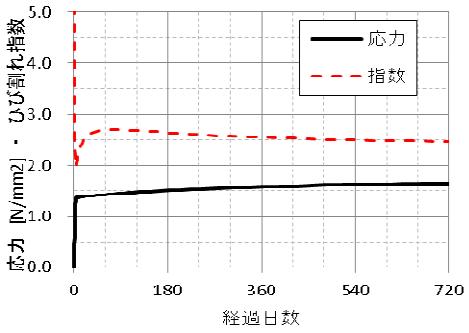
11.2 解析結果

※ グラフは基本モデルのものを使用

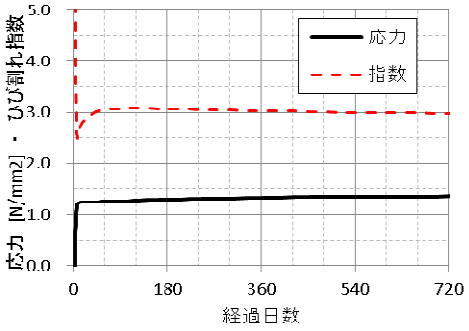
① 中間床版下面 目地付近(橋軸直角方向)



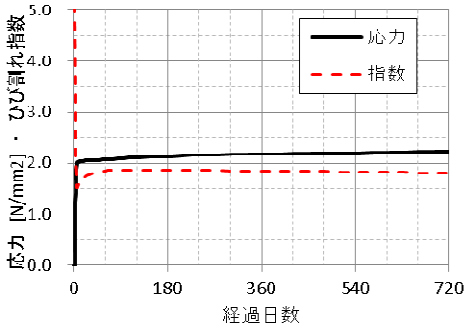
③中間床版上面 目地付近(橋軸直角方向)



② 張出床版下面 目地付近(橋軸方向)



④上床版上面 ウェブ上(橋軸方向)



参図-2.11.2 応力・ひび割れ指数履歴

参表-2.11.1 引張応力一覧 (上段：ひび割れ指数最小時、下段：解析終了時)

単位 ： N/mm^2

測点	解析ケース									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
①	1.54	1.51	1.38	1.57	1.61	1.58	0.01	1.90	2.07	1.53
	1.97	1.92	1.75	2.02	2.04	2.00	+	2.36	2.49	2.51
②	1.22	1.48	1.39	1.30	1.49	1.25	0.64	1.25	1.54	1.19
	1.36	1.64	1.57	1.46	1.68	1.39	0.71	1.38	1.68	1.52
③	1.37	1.41	1.17	1.39	1.35	1.34	0.01	1.62	1.72	1.35
	1.64	1.69	1.44	1.66	1.62	1.61	+	1.94	2.07	2.03
④	1.98	2.32	2.12	2.17	2.38	1.92	0.32	2.16	2.49	1.97
	2.22	2.55	2.36	2.39	2.68	2.12	0.28	2.36	2.73	2.49

※解析終了時が最大となる場合は[-]、圧縮応力の場合は[+]

参表-2.11.2 ひび割れ指数一覧

測点	解析ケース									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
①	1.70	1.75	1.94	1.67	1.65	1.68	20以上	1.61	1.32	1.72
②	2.51	2.06	2.17	2.36	2.04	2.46	4.81	2.78	2.04	2.56
③	1.98	1.92	2.26	1.95	2.00	2.02	20以上	1.91	1.55	2.00
④	1.53	1.33	1.43	1.43	1.27	1.63	9.20	1.62	1.26	1.54

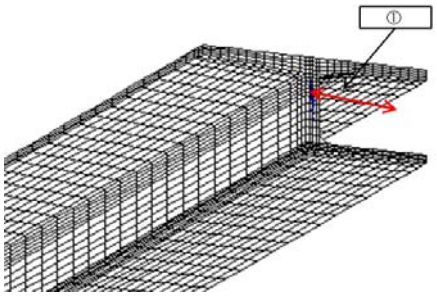
参表-2.11.3 必要鉄筋量一覧

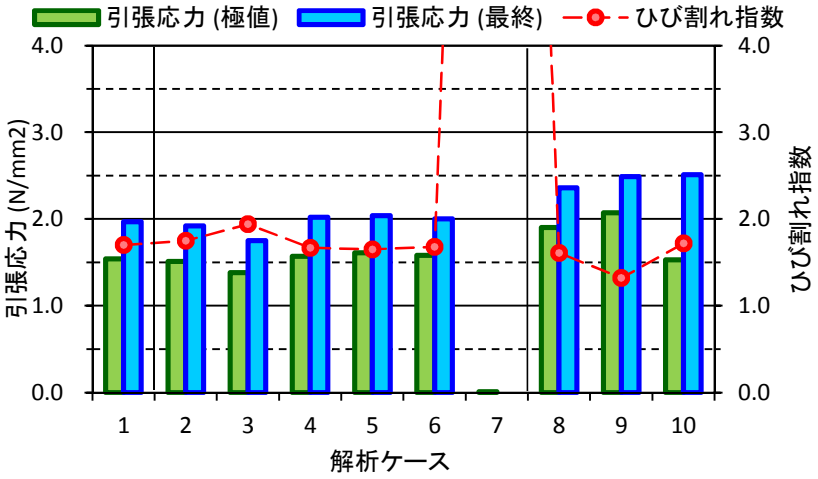
単位 ： mm^2/m

測点	解析ケース									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
①	1591	1491	1561	1527	1485	1506	－	1457	1710	1929
②	2566	2731	2803	2678	2729	2503	1146	2552	2824	2792
③	1535	1569	1521	1563	1589	1552	－	1848	1655	1934
④	2763	2602	2784	2710	2797	2578	1008	2410	2831	2782

① 中間床版下面 目地付近(橋軸直角方向)

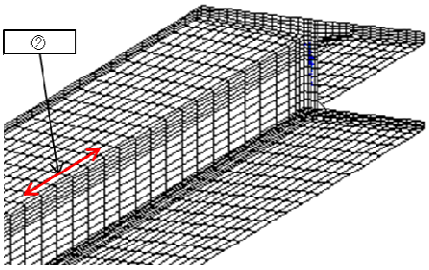
ケース 1 基本ケース
ケース 2 桁高 (高)
ケース 3 幅員 (狭)
ケース 4 ウェブ (厚)
ケース 5 下床版 (厚)
ケース 6 首下高 (高)
ケース 7 既設部 (無)
ケース 8 外気温 (高)
ケース 9 ｾﾒﾝﾄ量 (多)

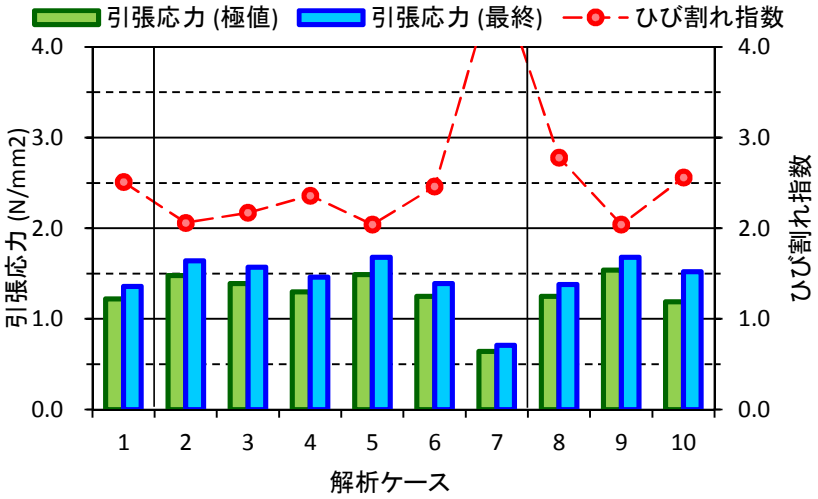




参図-2.11.3 引張応力とひび割れ指数

② 張出床版下面 目地付近(橋軸方向)

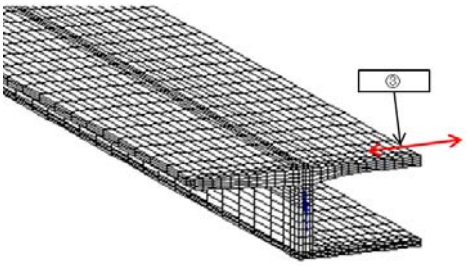


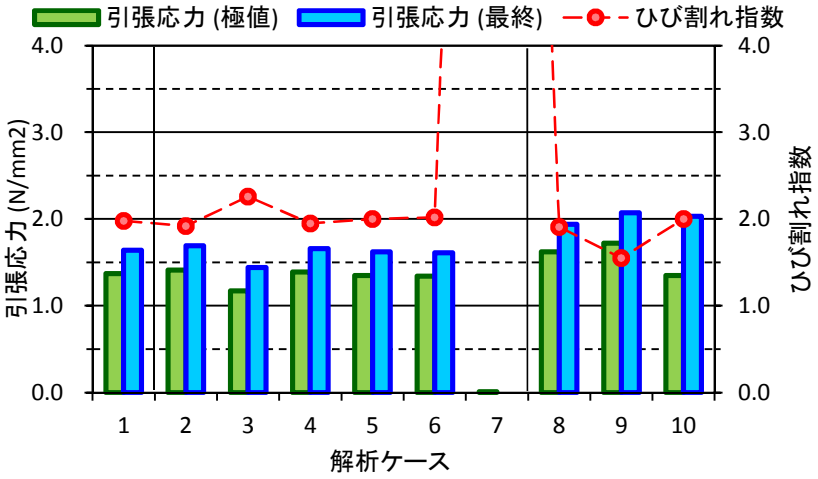


参図-2.11.4 引張応力とひび割れ指数

ケース 1　基本ケース
ケース 2　桁高（高）
ケース 3　幅員（狭）
ケース 4　ウェブ（厚）
ケース 5　下床版（厚）
ケース 6　首下高（高）
ケース 7　既設部（無）
ケース 8　外気温（高）
ケース 9　ｾﾒﾝﾄ量（多）

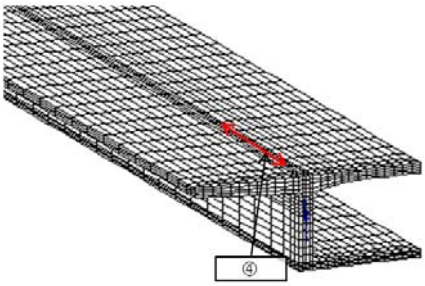
③中間床版上面　目地付近（橋軸直角方向）

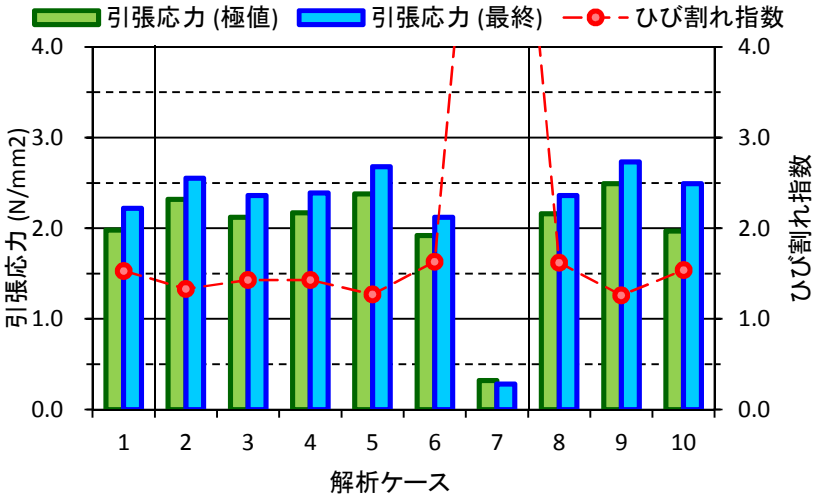




参図-2.11.5 引張応力とひび割れ指数

④上床版上面　ウェブ上（橋軸方向）

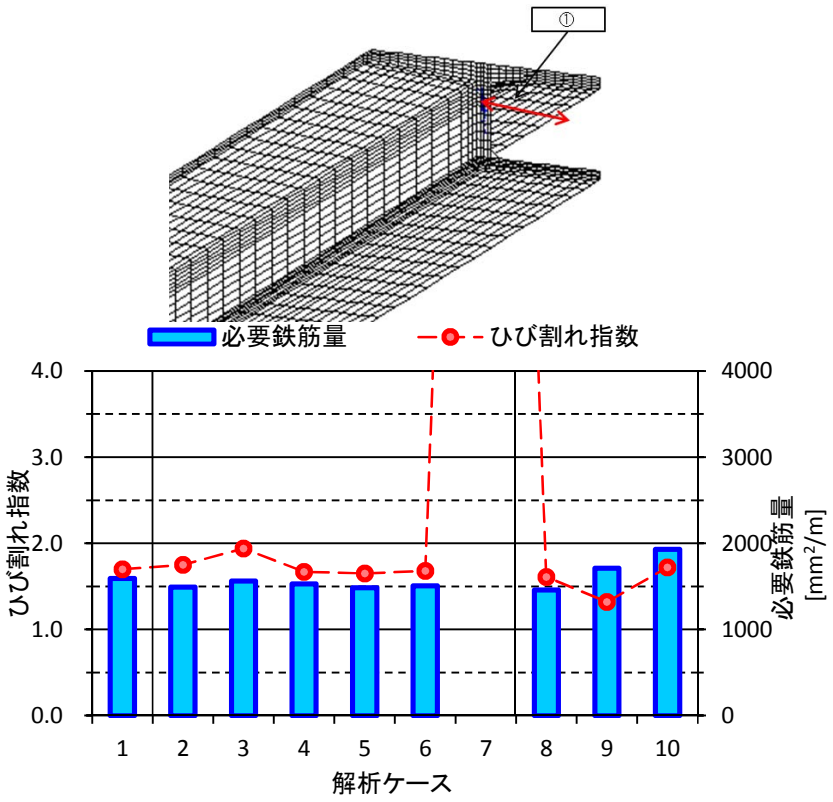




参図-2.11.6 引張応力とひび割れ指数

① 中間床版下面 目地付近(橋軸直角方向)

ケース 1 基本ケース
ケース 2 桁高 (高)
ケース 3 幅員 (狭)
ケース 4 ウェブ (厚)
ケース 5 下床版 (厚)
ケース 6 首下高 (高)
ケース 7 既設部 (無)
ケース 8 外気温 (高)
ケース 9 ｾﾒﾝﾄ量 (多)

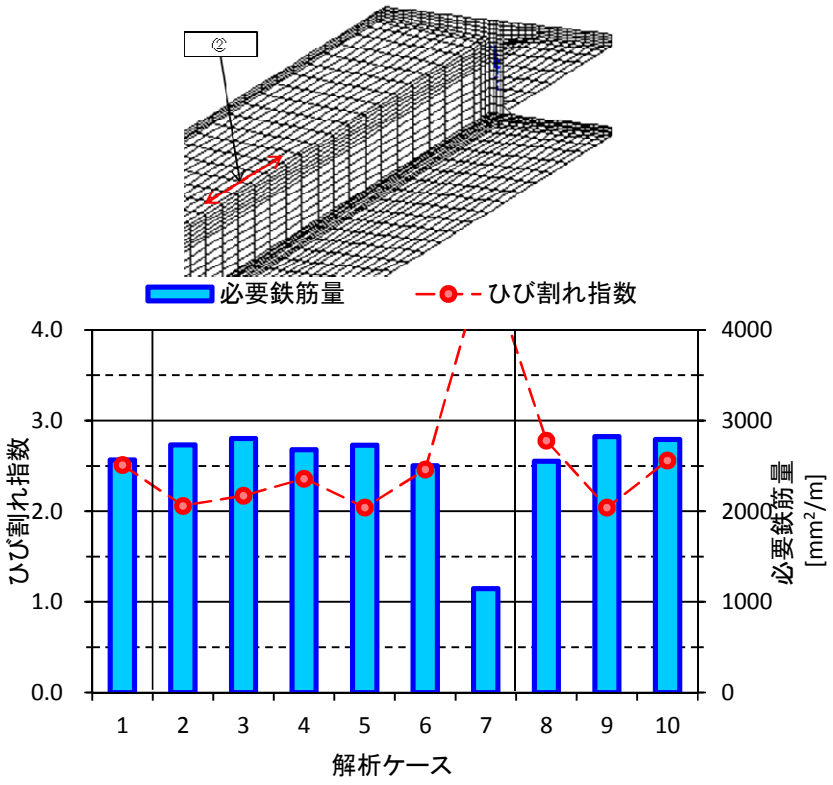


← D22@125
=3097mm²

← D13@250

参図-2.11.7 引張応力とひび割れ指数

② 張出床版下面 目地付近(橋軸方向)



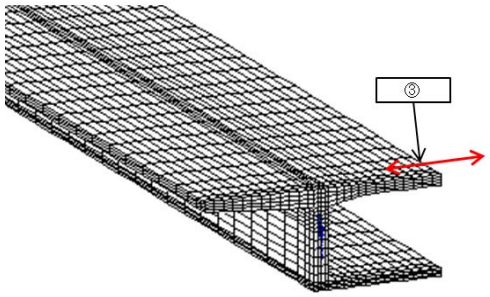
← D22@125
=3097mm²

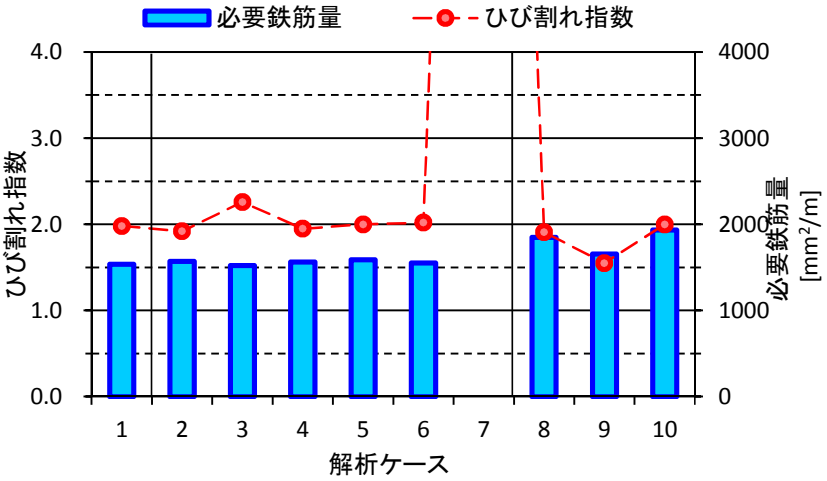
← D13@250
= 507mm²

参図-2.11.8 引張応力とひび割れ指数

③中間床版上面　目地付近（橋軸直角方向）

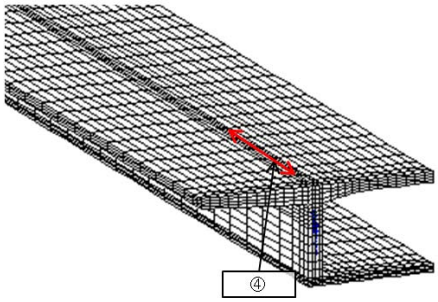
ケース 1　基本ケース
ケース 2　桁高（高）
ケース 3　幅員（狭）
ケース 4　ウェブ（厚）
ケース 5　下床版（厚）
ケース 6　首下高（高）
ケース 7　既設部（無）
ケース 8　外気温（高）
ケース 9　ｾﾒﾝﾄ量（多）

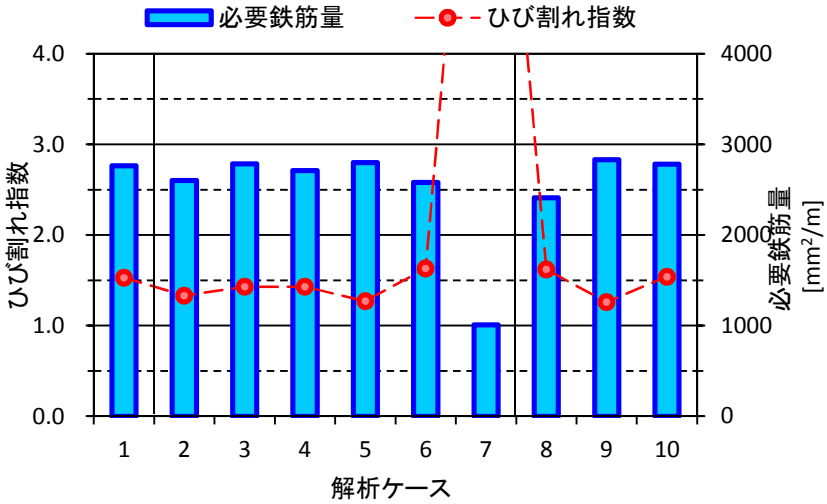




参図-2.11.9 引張応力とひび割れ指数

④上床版上面　ウェブ上（橋軸方向）





← D22@125
=3097mm²

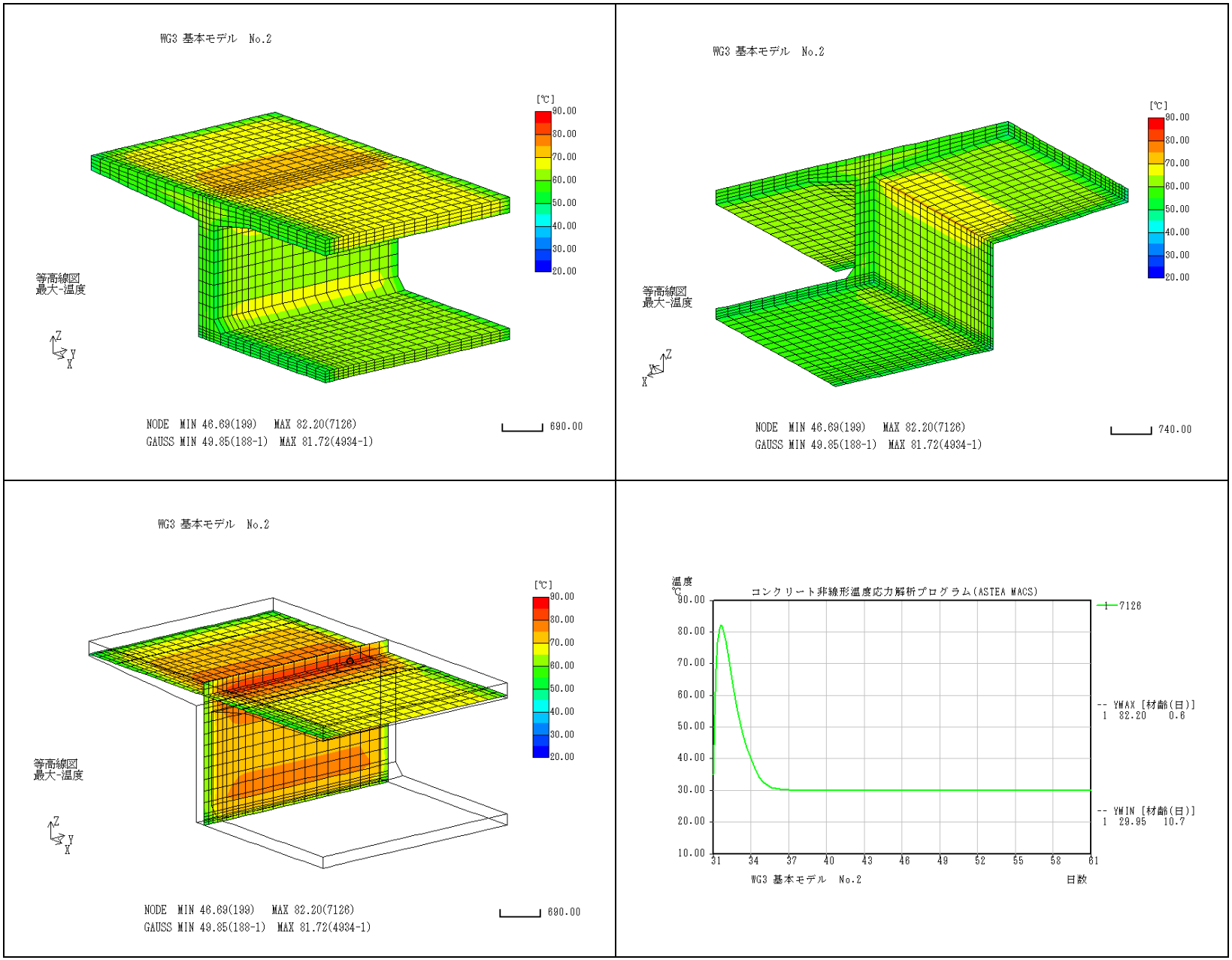
← D13@250
= 507mm²

参図-2.11.10 引張応力とひび割れ指数

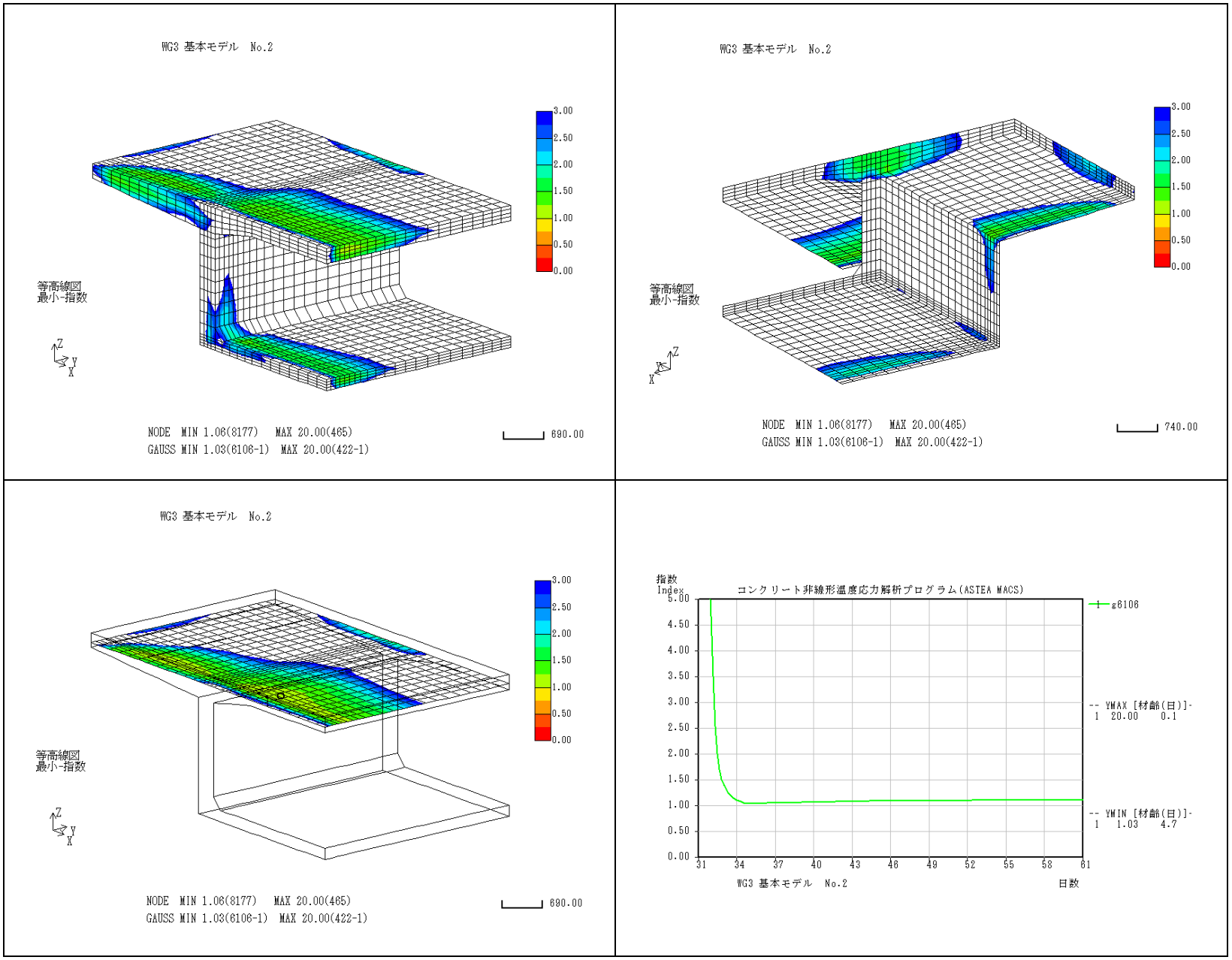
参考資料３：パラメータ解析データ（分割施工における新旧打継目のひび割れ）

ケース 01. 温度 30℃
ケース 02. 温度 5℃
ケース 03. セメント量 350 kg/m^3
ケース 04. 養生 10 日
ケース 05. メタル型枠
ケース 06. 引張応力最少組合せ
ケース 07. 基本モデル（表 3.5.1 パラメータ解析の条件設定参照）
ケース 08. 張出先端モデル
ケース 09. 中央閉合モデル
ケース 10. 桁高 6m
ケース 11. 幅員 7.6m
ケース 12. ウエブ厚 0.6m
ケース 13. 下床版厚 0.5m
ケース 14. ブロック長 2.0m

参表-3.1.1 温度結果

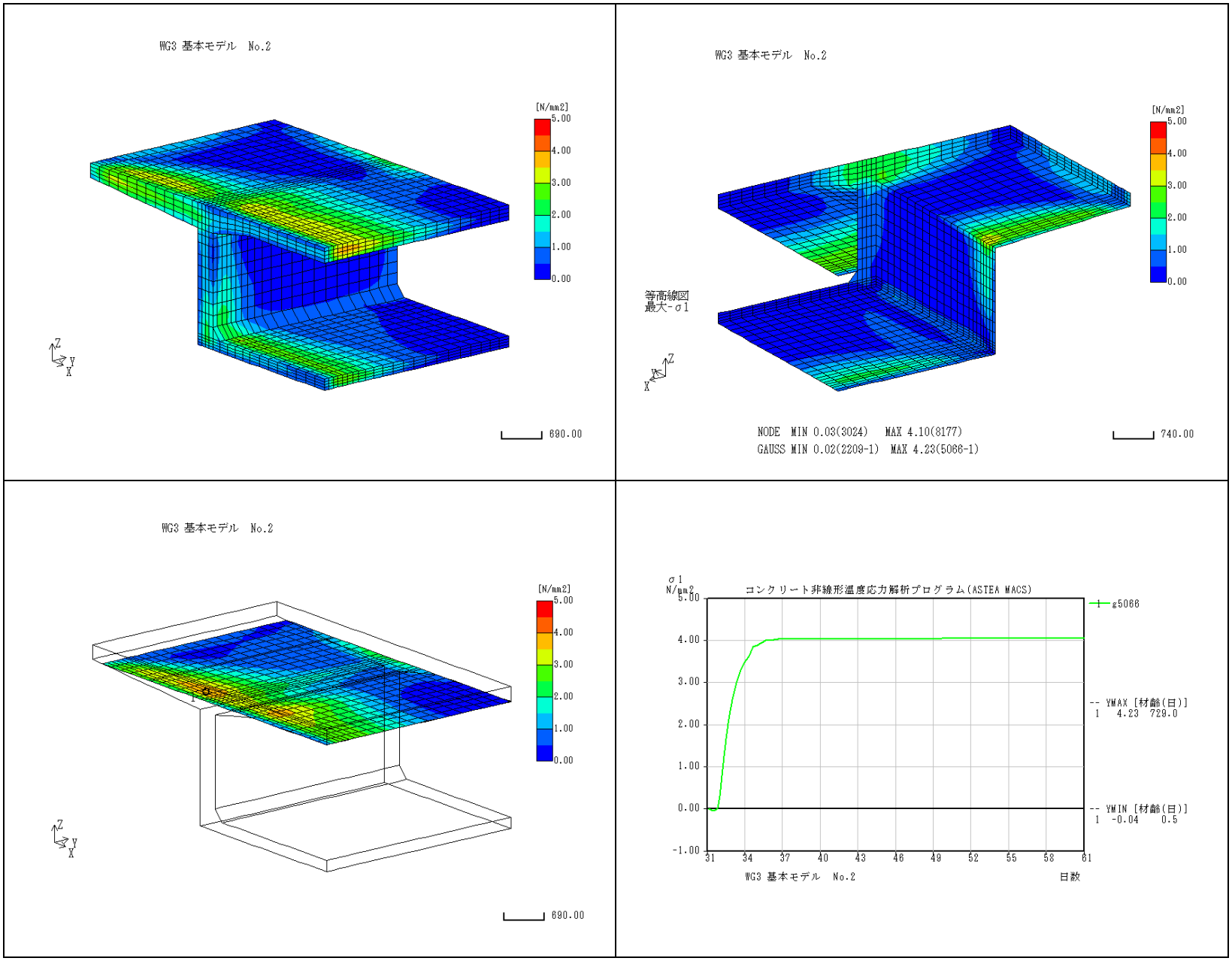

WG3 基本モデル No.2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 46.69(199) MAX 82.20(7126)
GAUSS MIN 49.85(188-1) MAX 81.72(4934-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 46.69(199) MAX 82.20(7126)
GAUSS MIN 49.85(188-1) MAX 81.72(4934-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 46.69(199) MAX 82.20(7126)
GAUSS MIN 49.85(188-1) MAX 81.72(4934-1)
690.00
温度
℃
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
31
34
37
40
43
46
49
52
55
58
61
7126
-- YMAX [材齢(日)]
1 82.20 0.6
-- YMIN [材齢(日)]
1 29.95 10.7
WG3 基本モデル No.2
日数

参表-3.1.2 指数結果



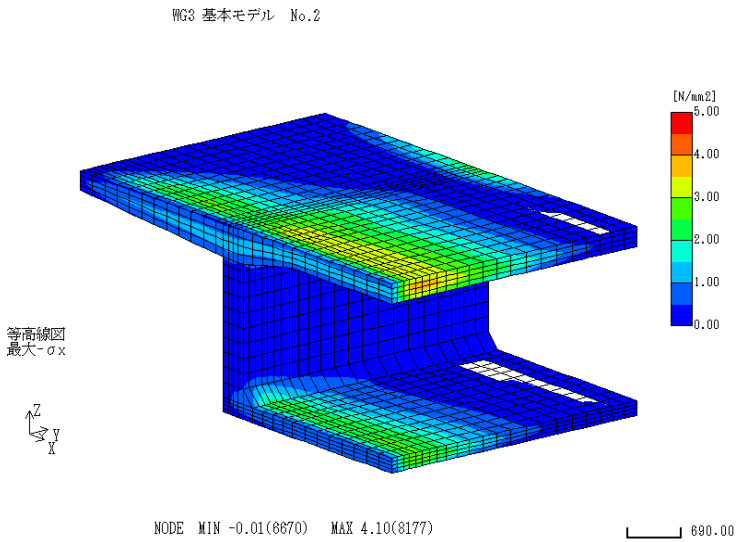
温度30℃(d-0 a-1-1) および 引張応力最大組合せケース

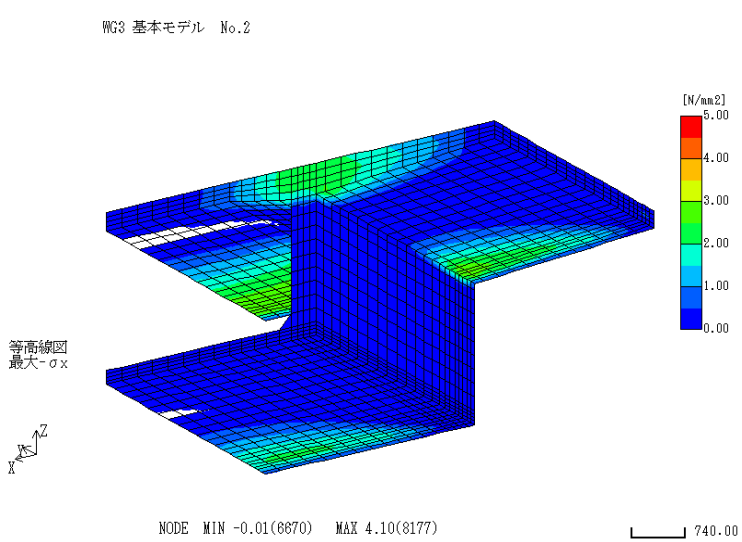
参表-3.1.3 主応力結果

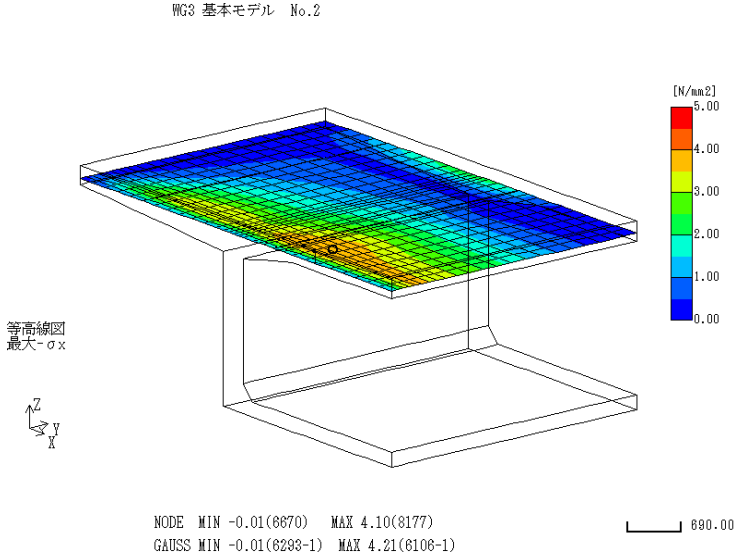


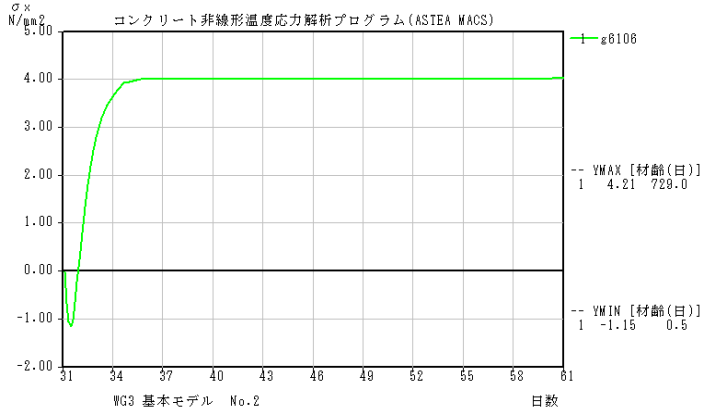
温度30℃(d-0 a-1-1) および 引張応力最大組合せケース

参表-3.1.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



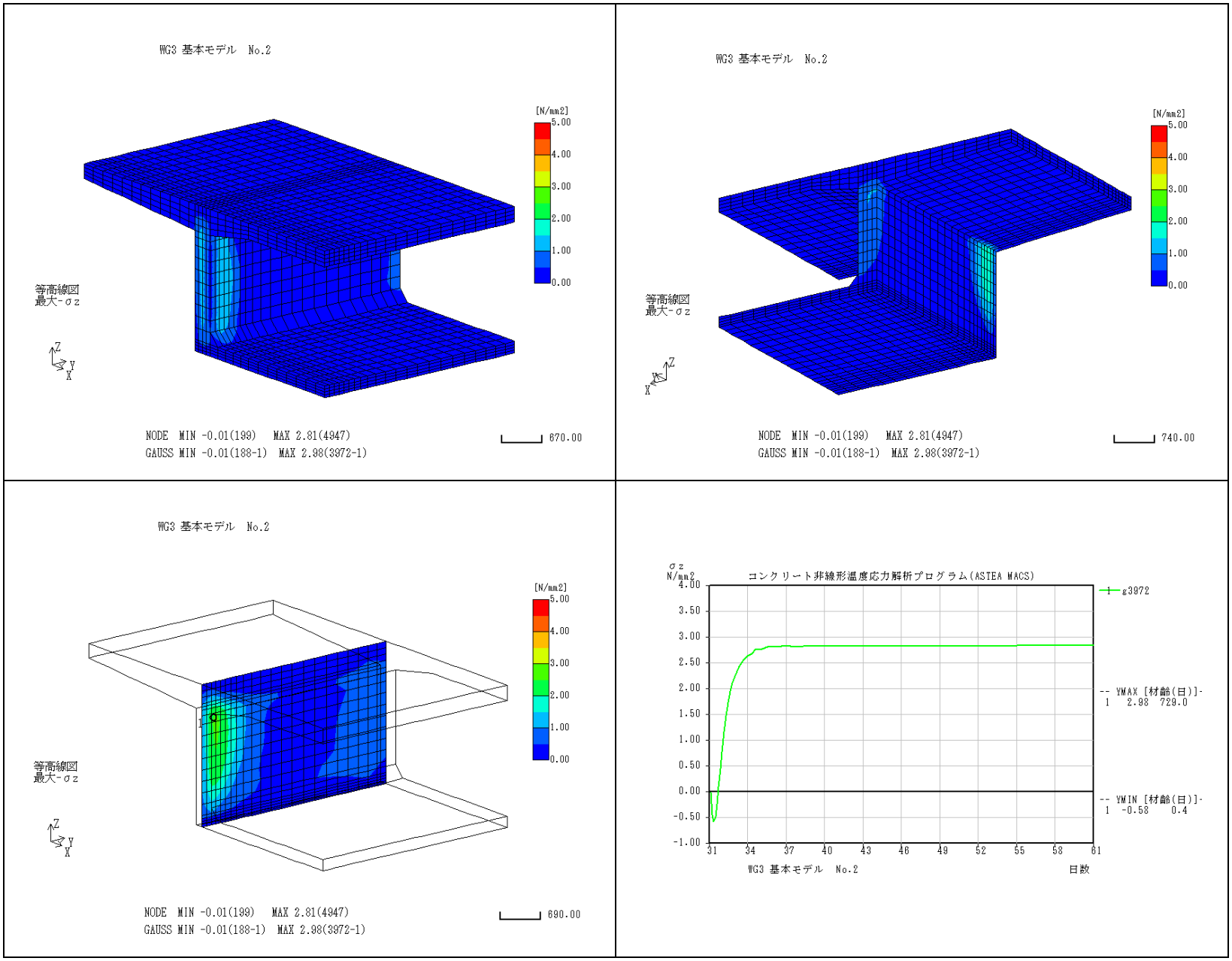






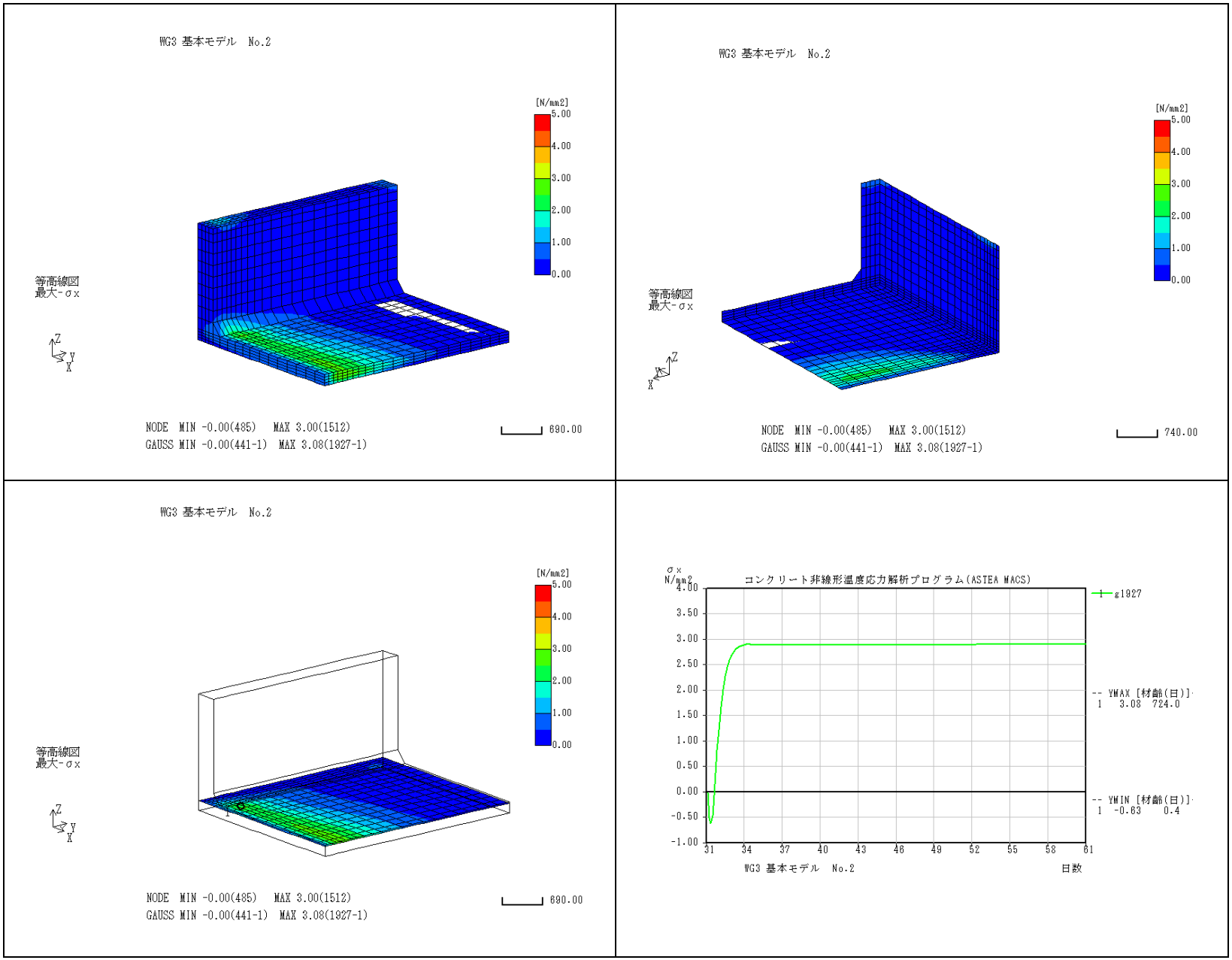
温度30℃(d-0　a-1-1)　および　引張応力最大組合せケース

参表-3.1.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果



温度30℃(d-0　a-1-1)　および　引張応力最大組合せケース

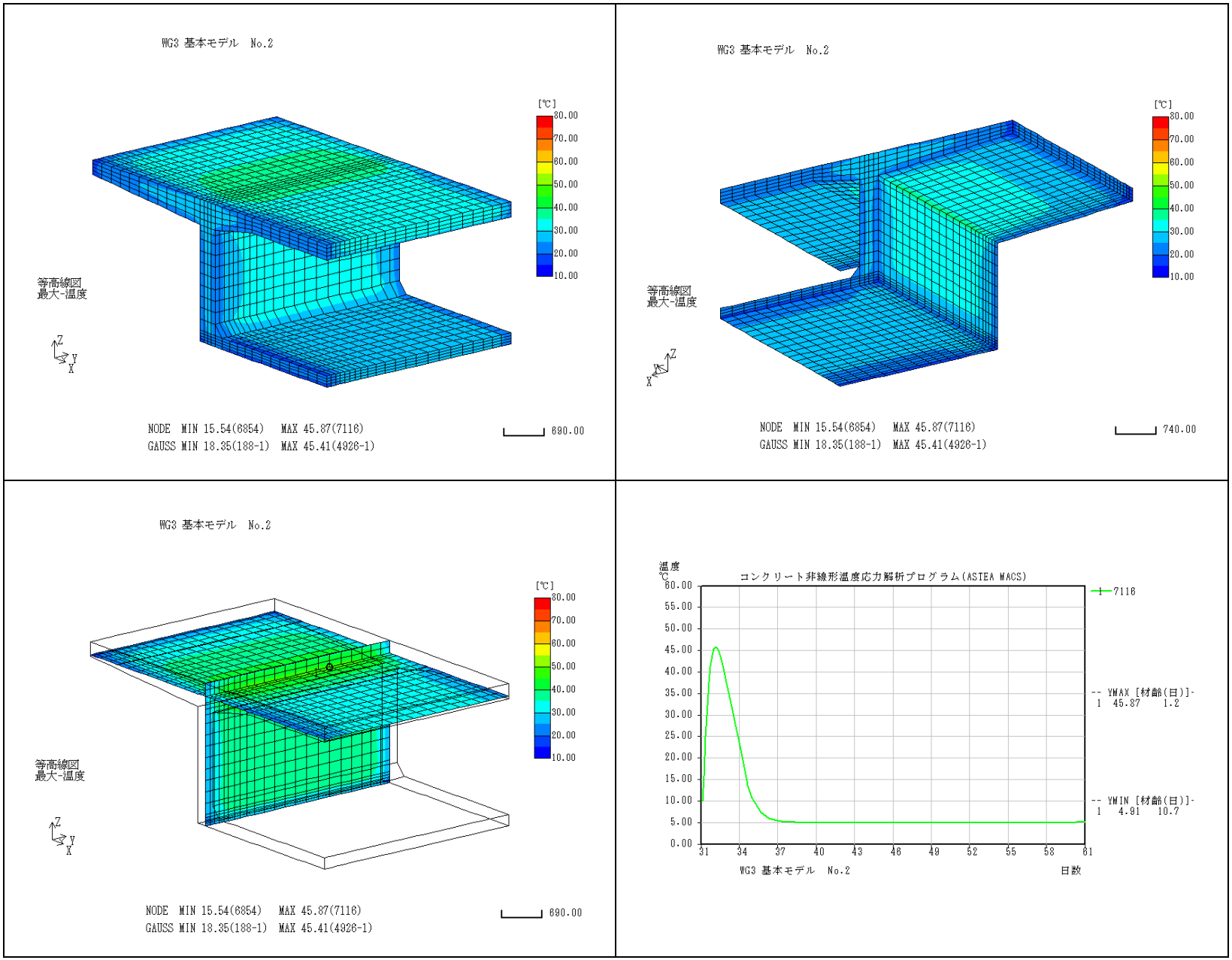
参表-3.1.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



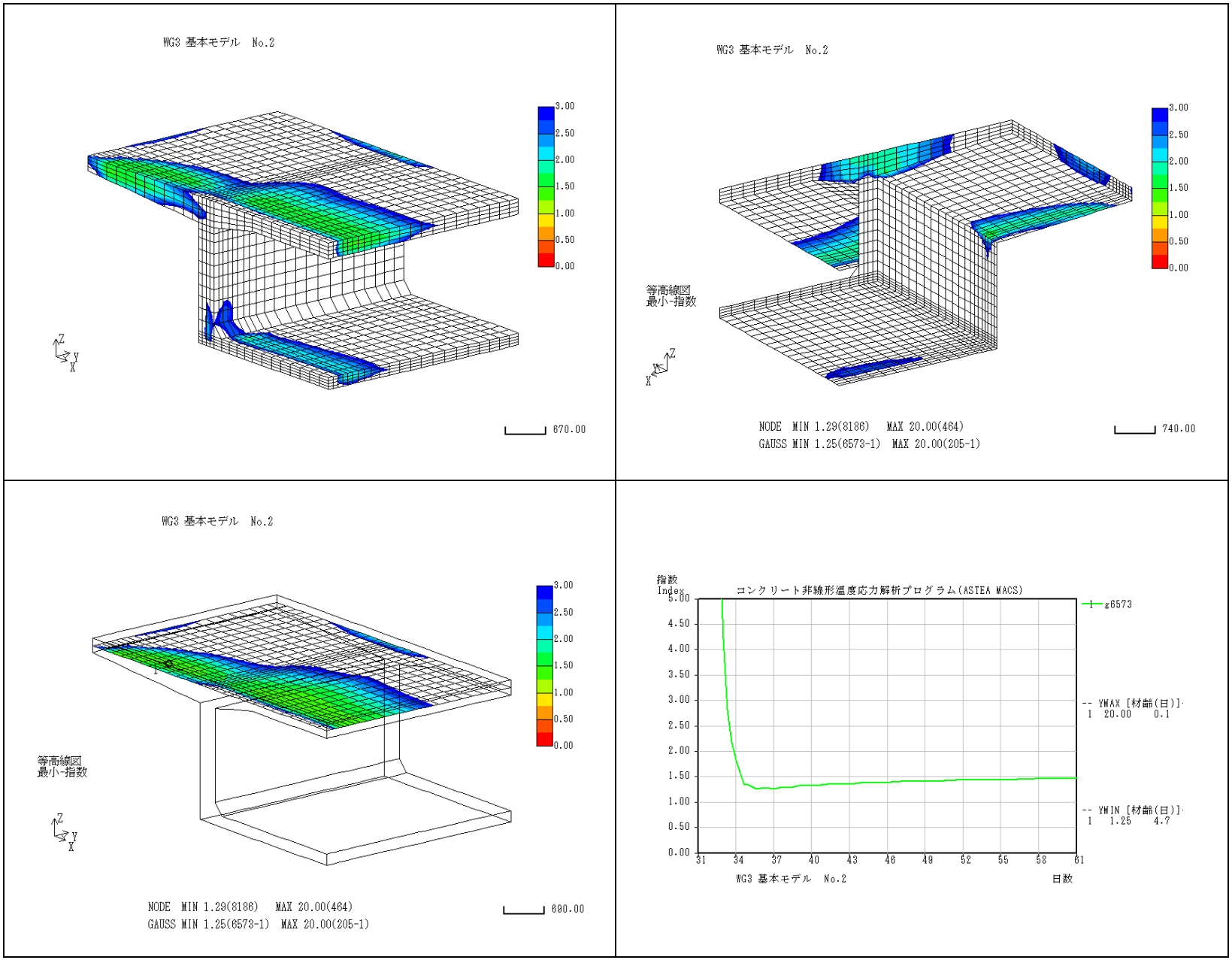
温度30℃(d-0　a-1-1)　および　引張応力最大組合せケース

2. 温度5℃(d-0 a-1-3)

参表-3.2.1 温度結果

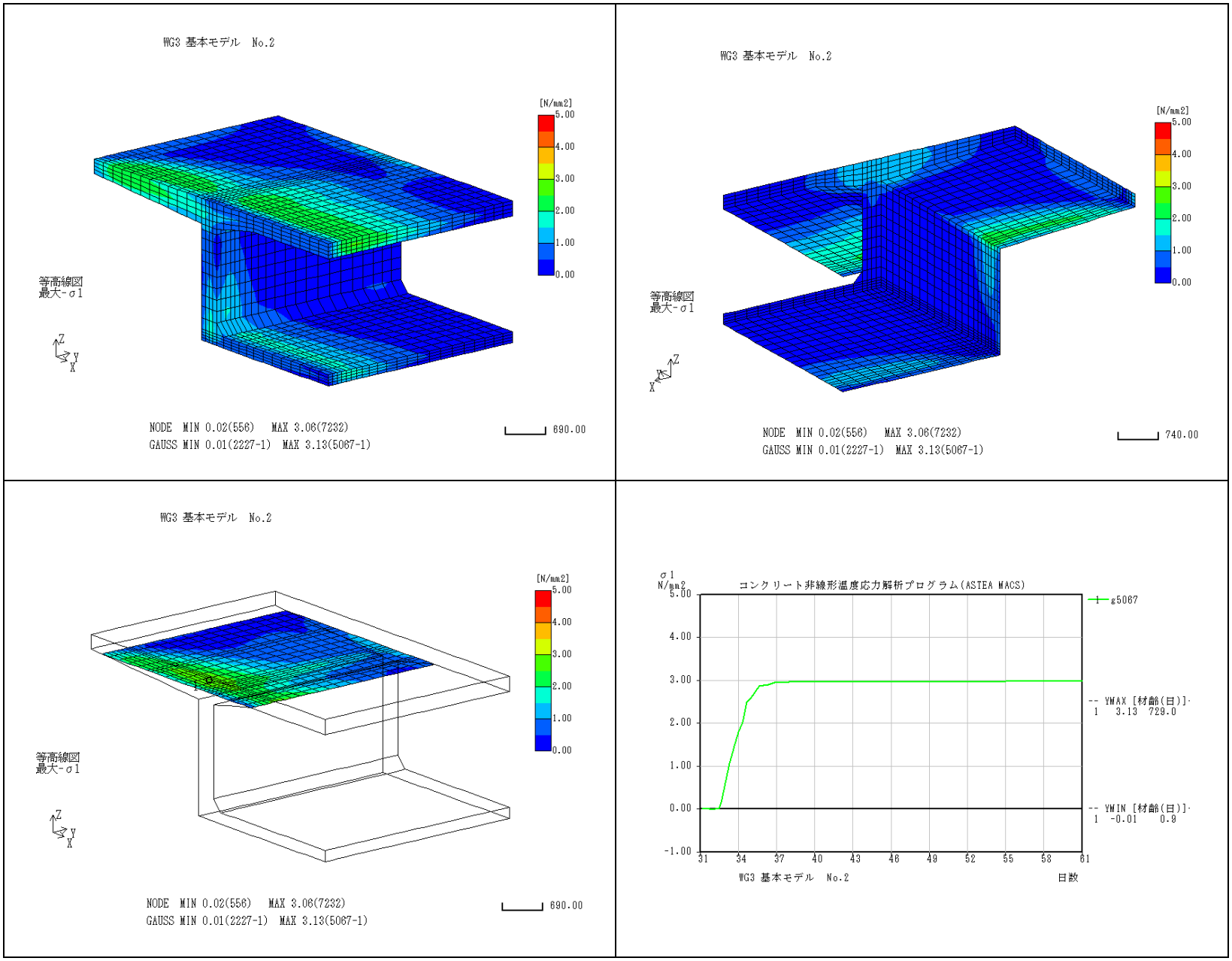


参表-3.2.2 指数結果



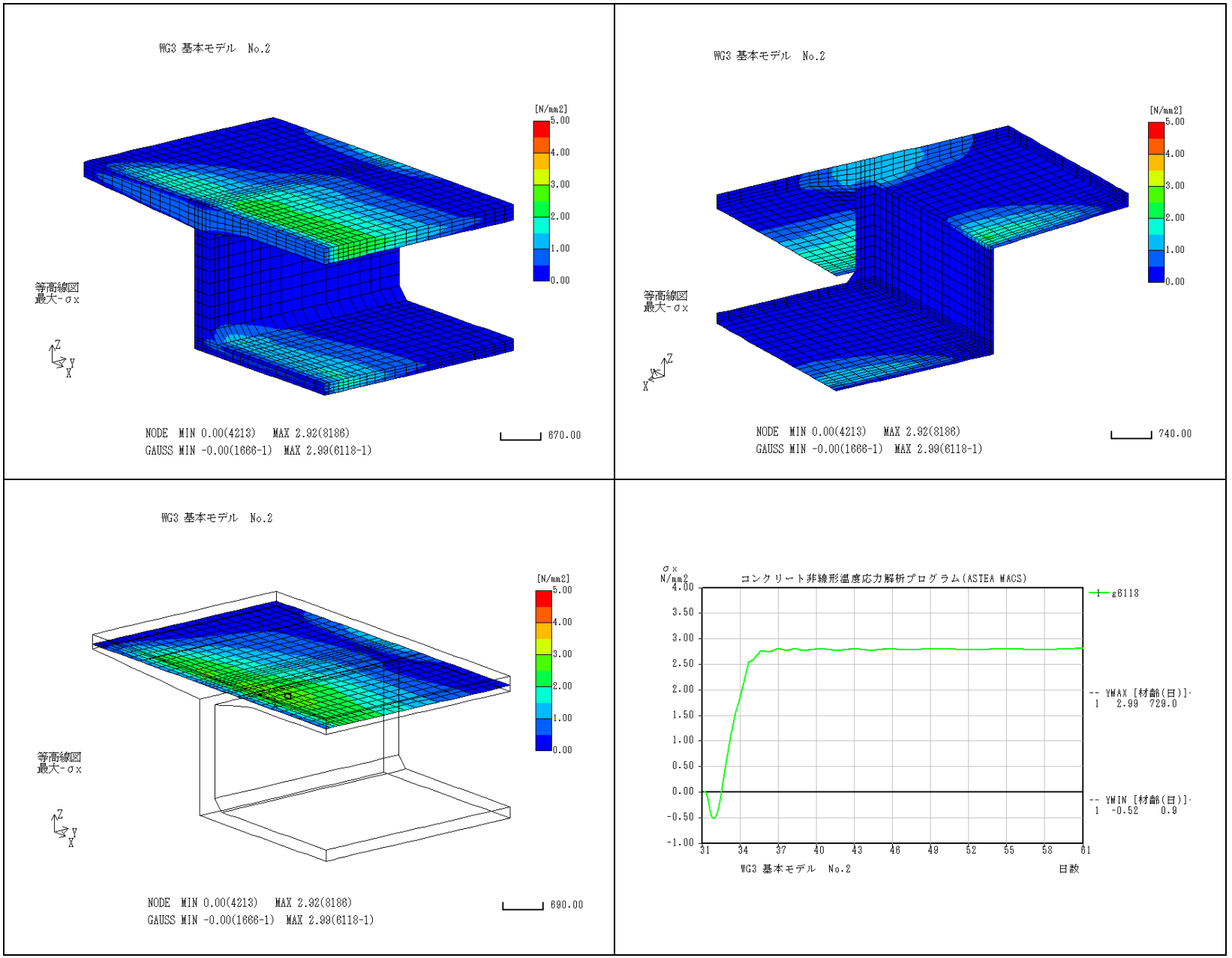
温度5℃(d-0 a-1-3)

参表-3.2.3 主応力結果



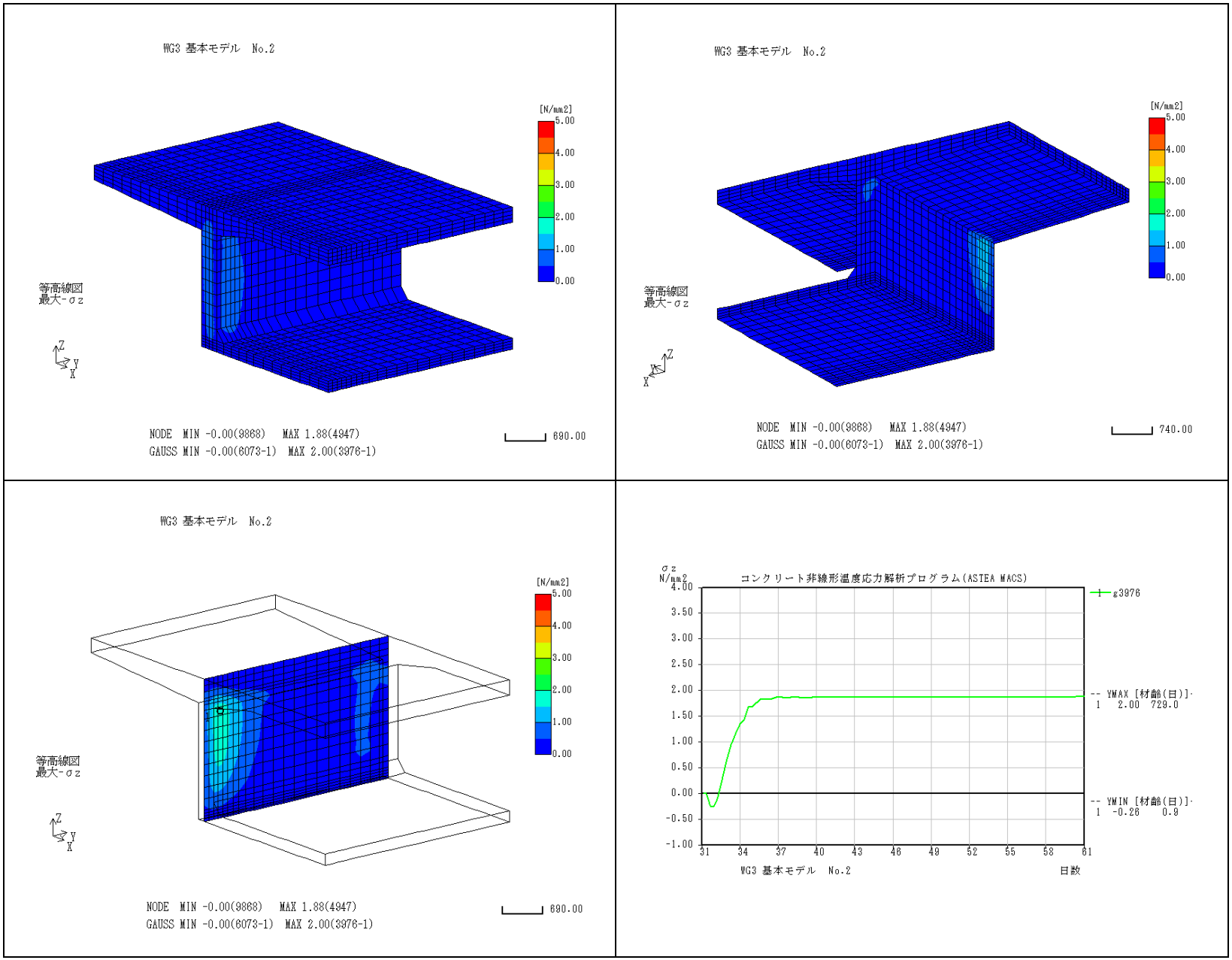
温度5℃(d-0 a-1-3)

参表-3.2.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



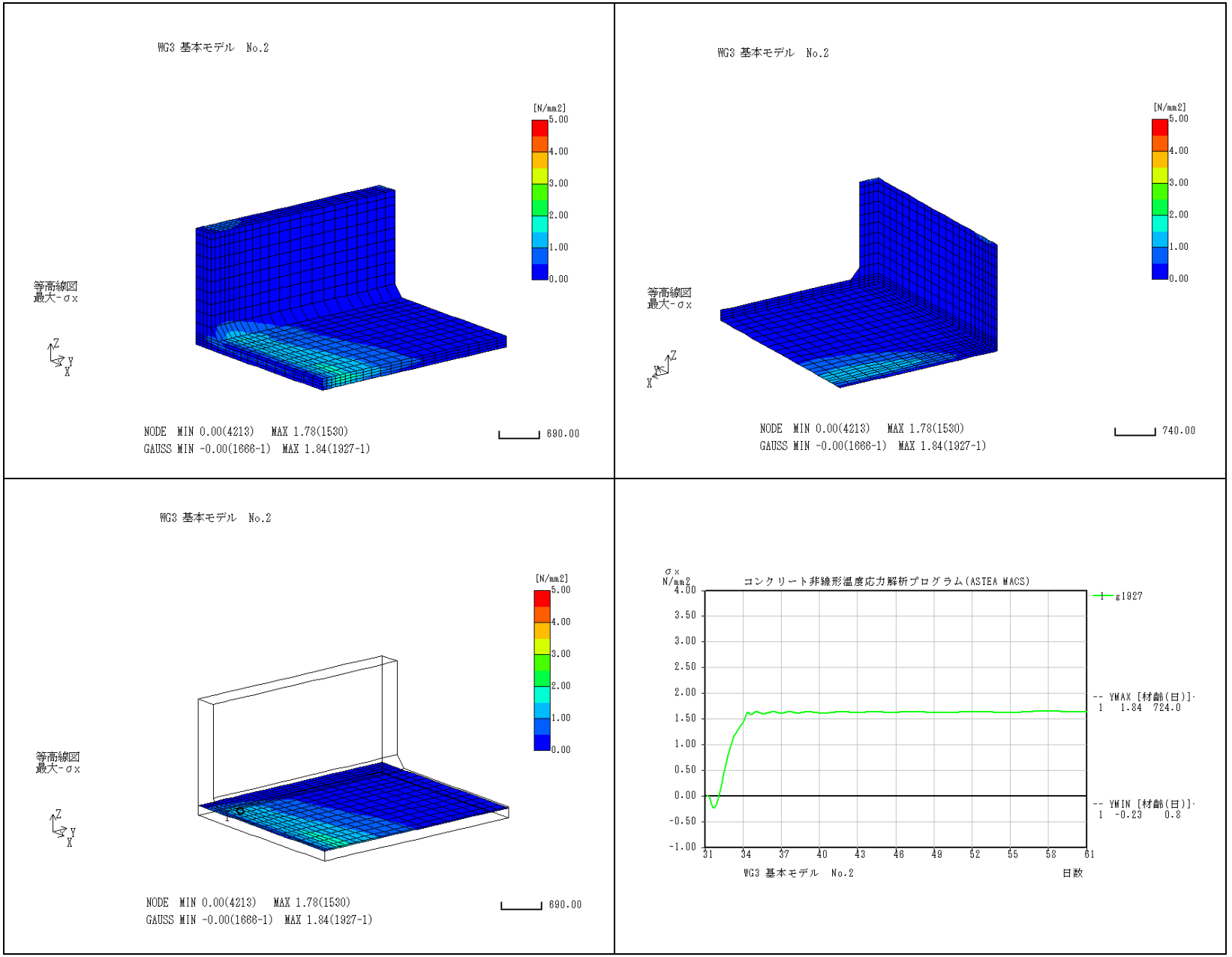
温度5℃(d-0　a-1-3)

参表-3.2.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果



温度5℃(d-0　a-1-3)

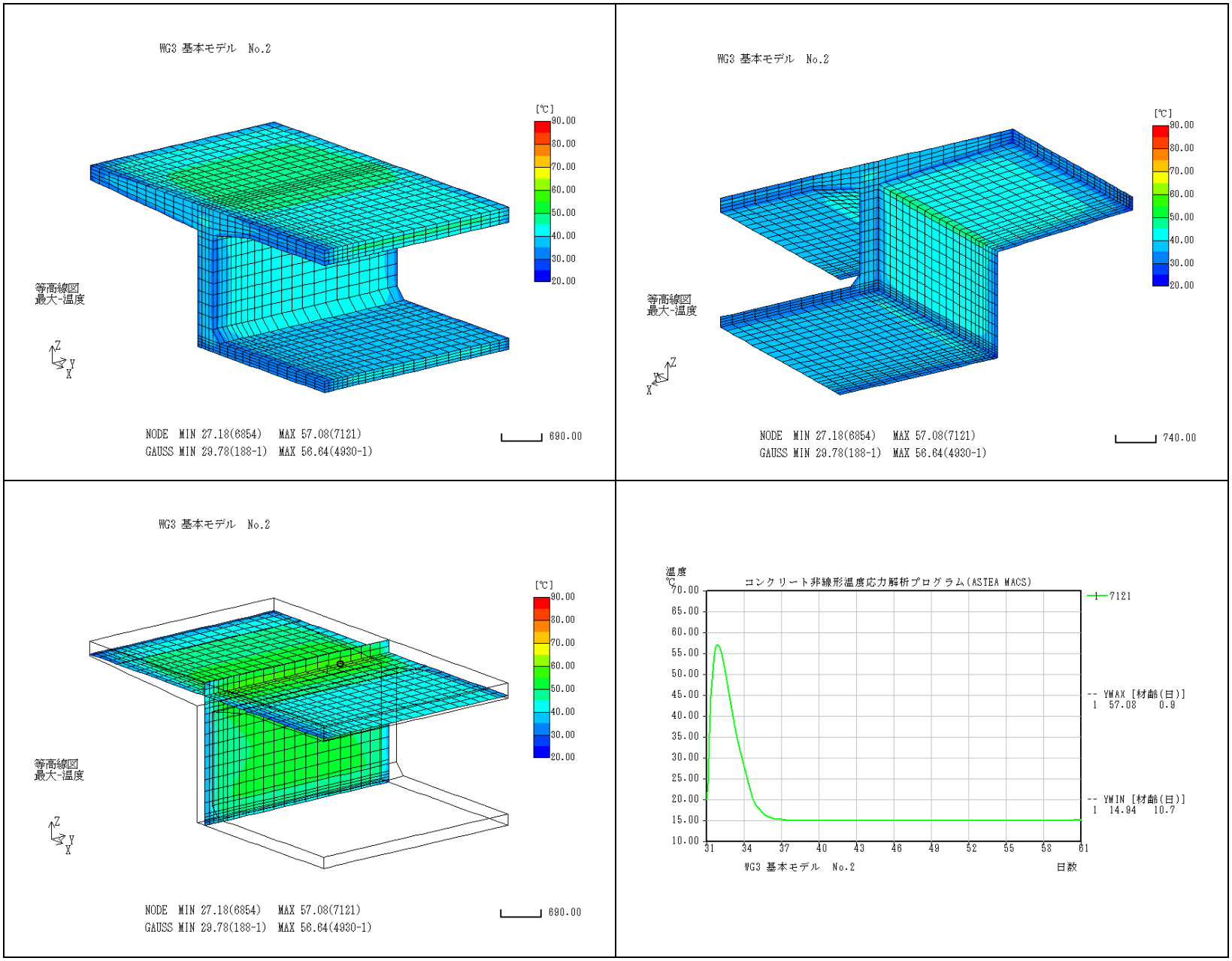
参表-3.2.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



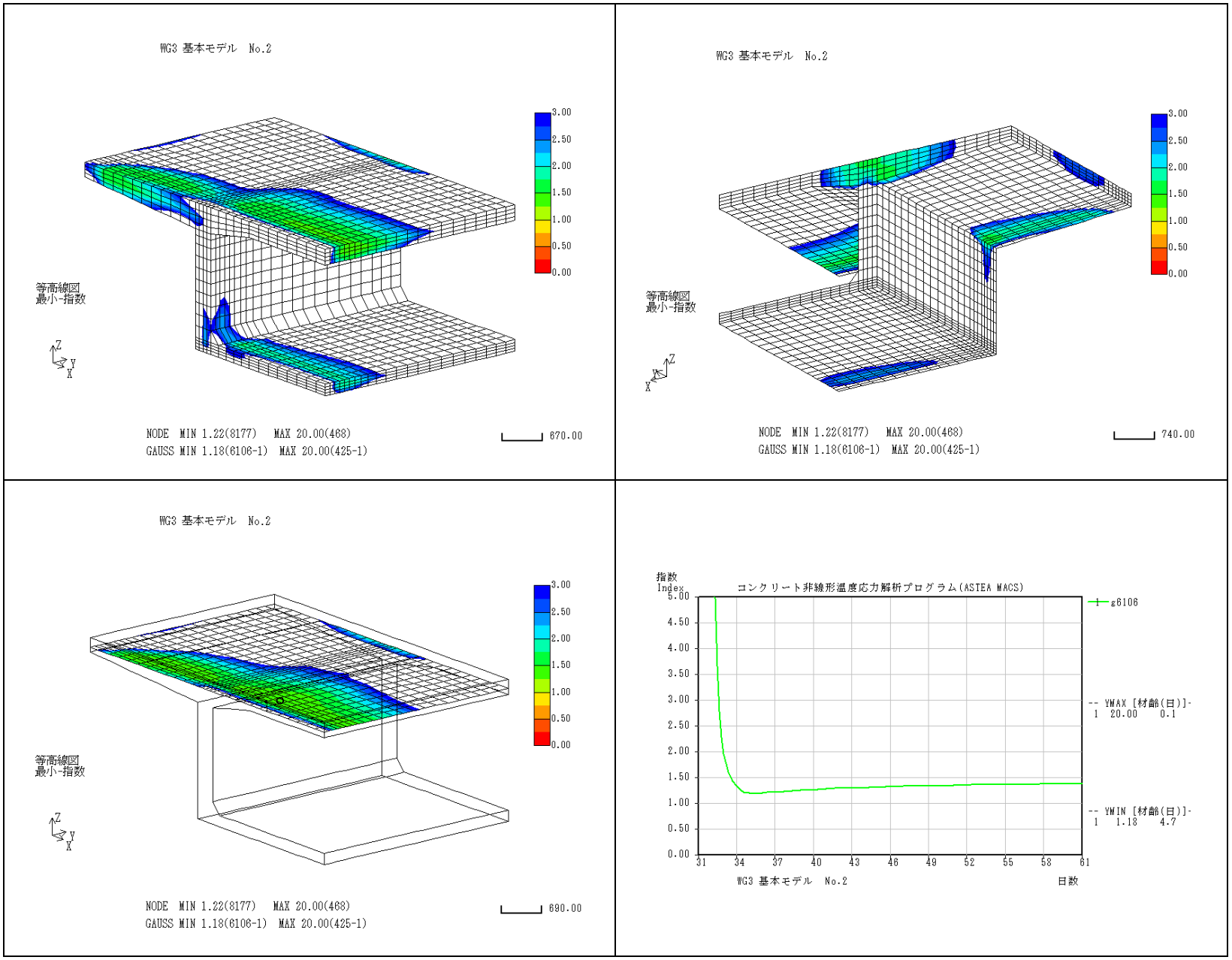
温度5℃(d-0　a-1-3)

3. セメント量350kg/m3(d-0 b-1-2)

参表-3.3.1 温度結果

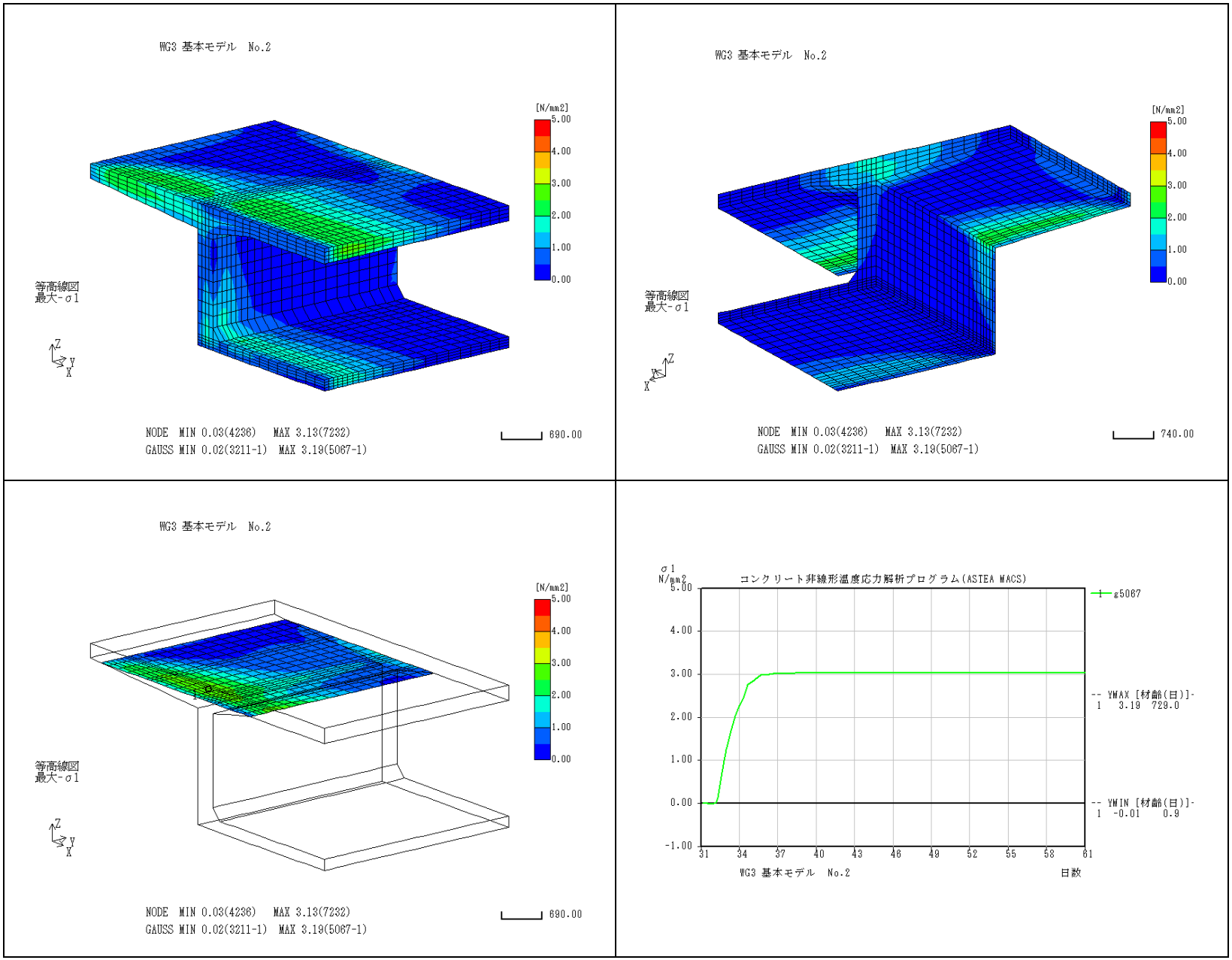


参表-3.3.2 指数結果



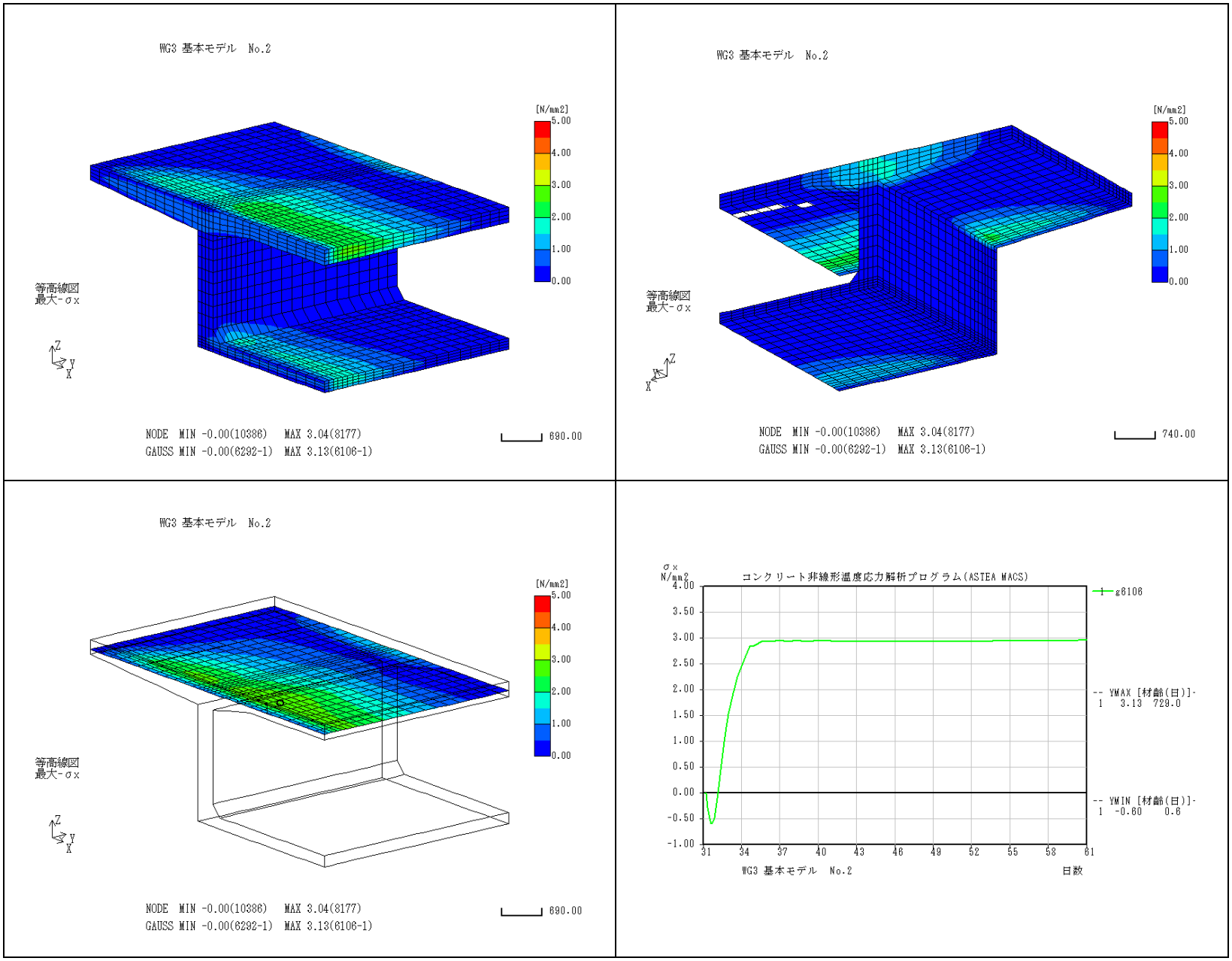
セメント量350kg/m3(d-0 b-1-2)

参表-3.3.3 主応力結果



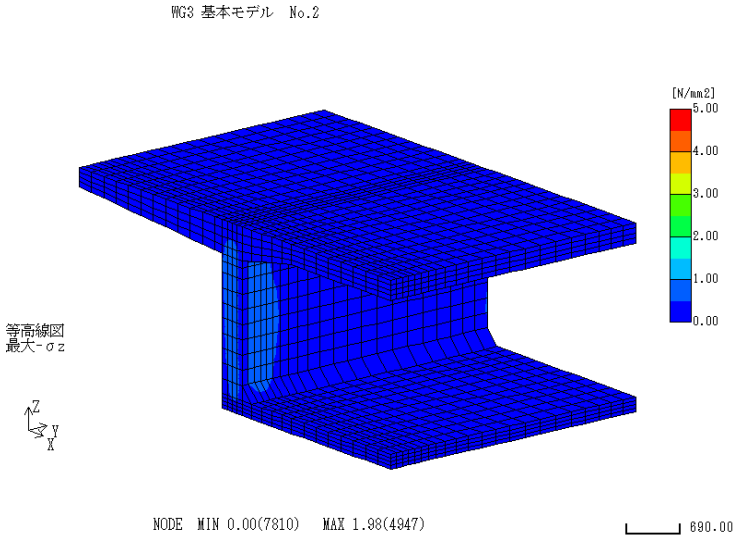
セメント量350kg/m3(d-0 b-1-2)

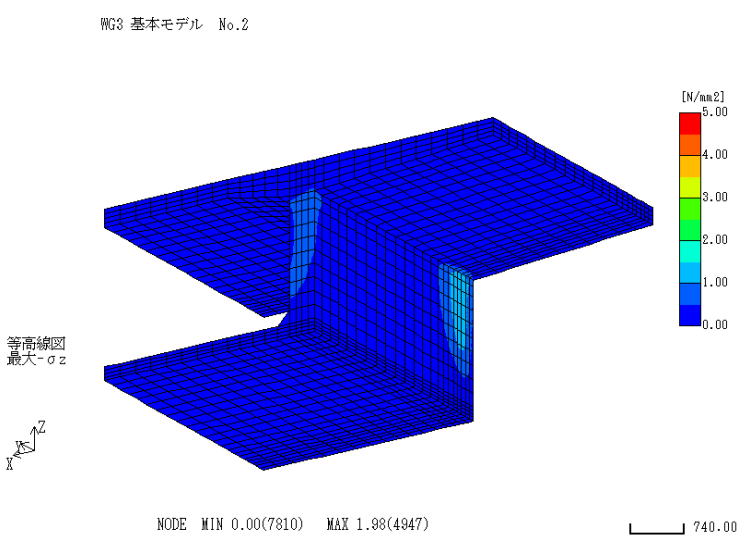
参表-3.3.4 上床版着目　成分応力(σx)結果

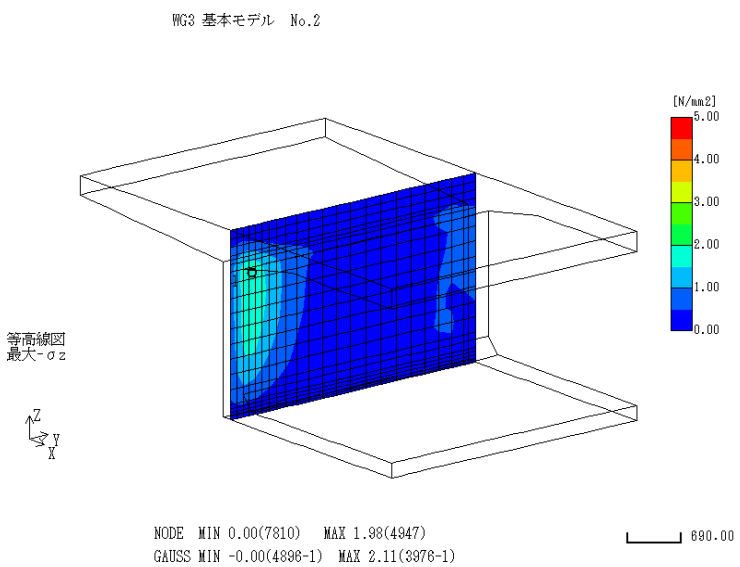


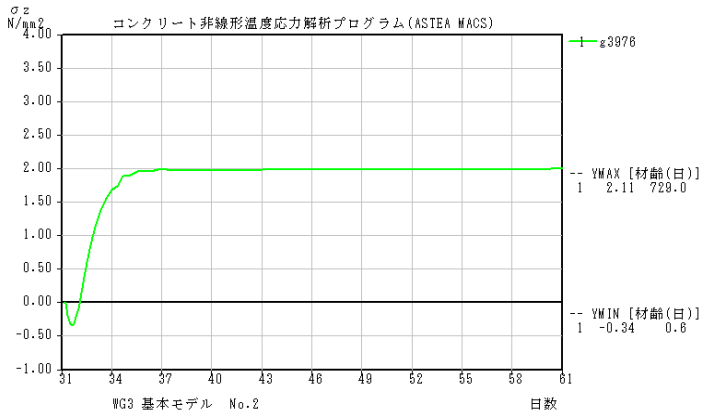
セメント量350kg/m3(d-0　b-1-2)

参表-3.3.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果



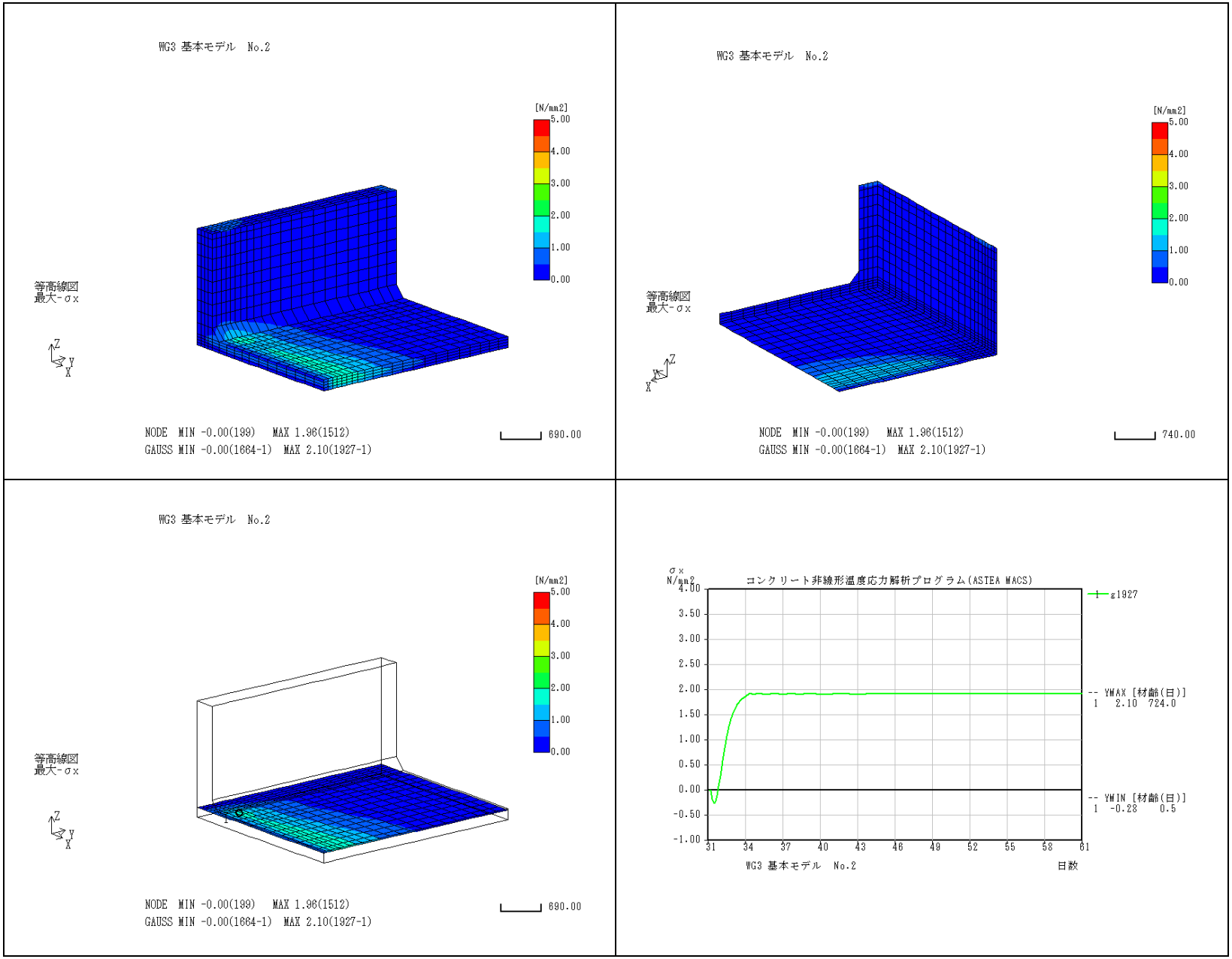






セメント量350kg/m3(d-0　b-1-2)

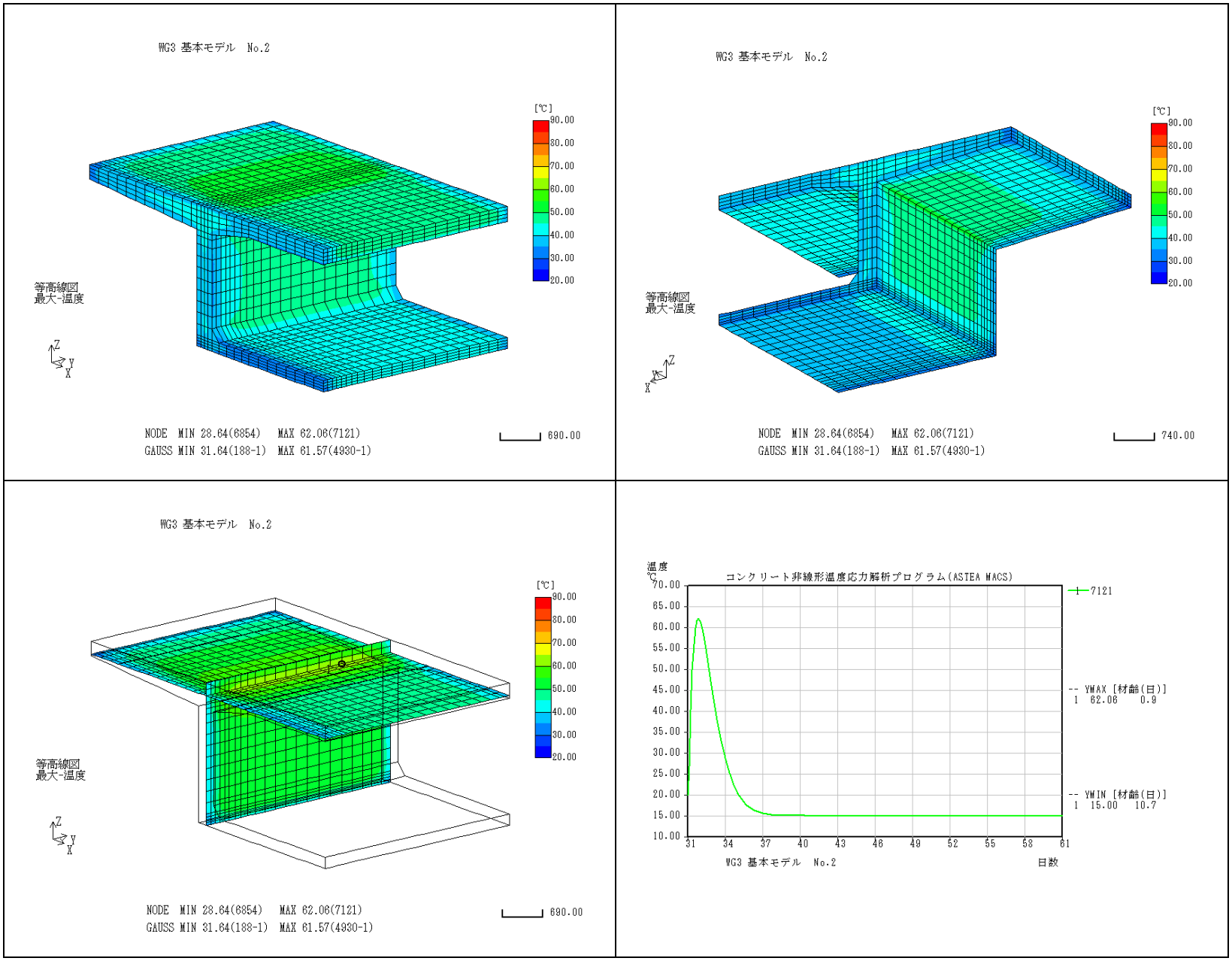
参表-3.3.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



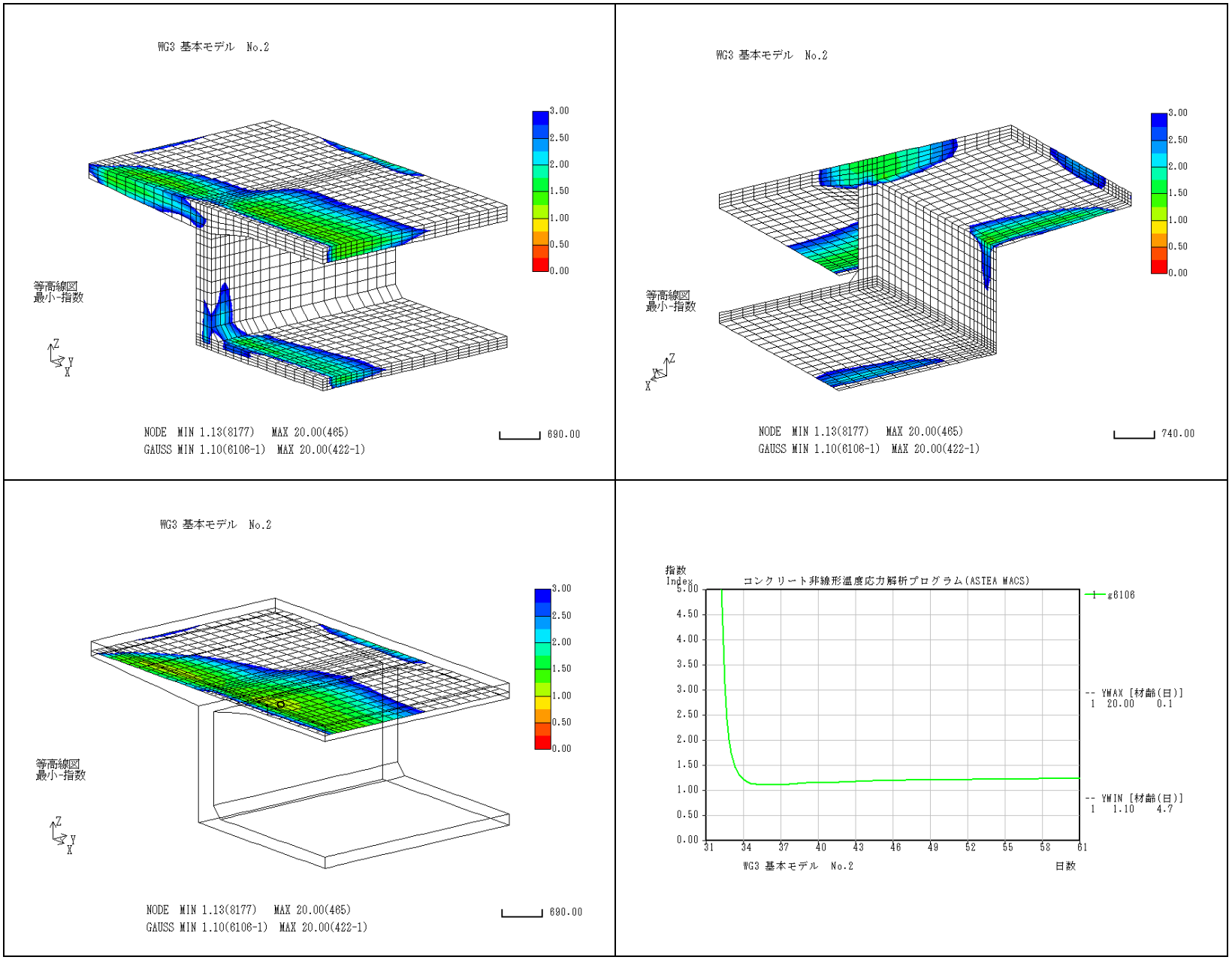
セメント量350kg/m3(d-0　b-1-2)

4. 養生10日(d-0　c-1-2)

参表-3.4.1 温度結果

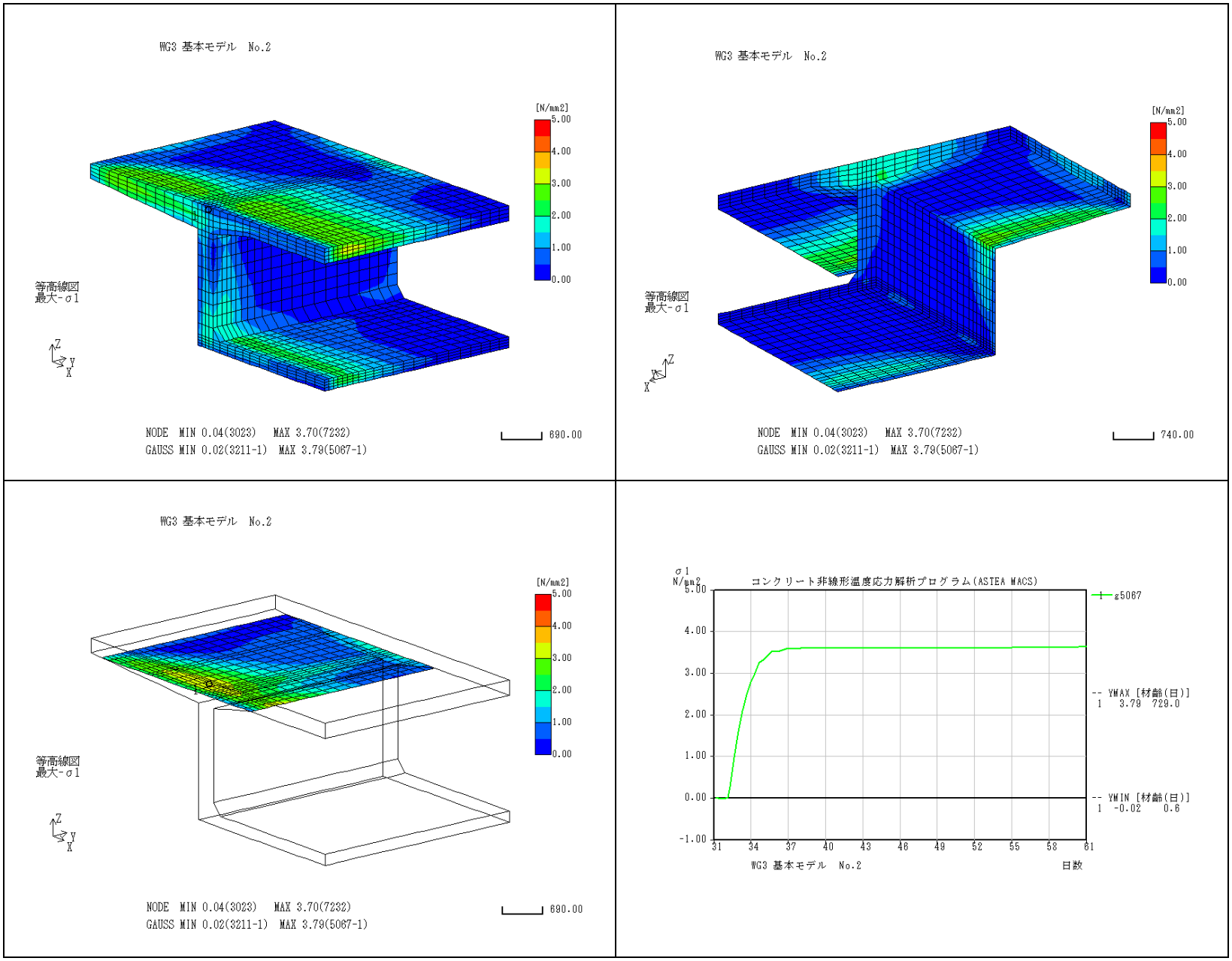


参表-3.4.2 指数結果

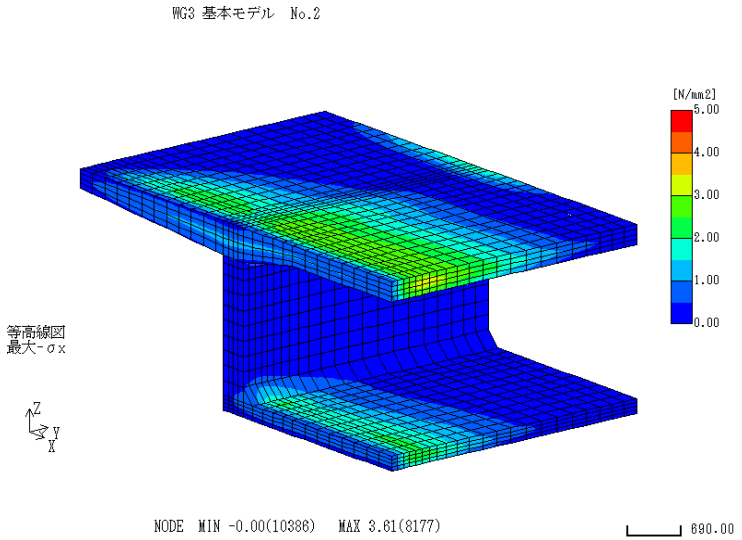


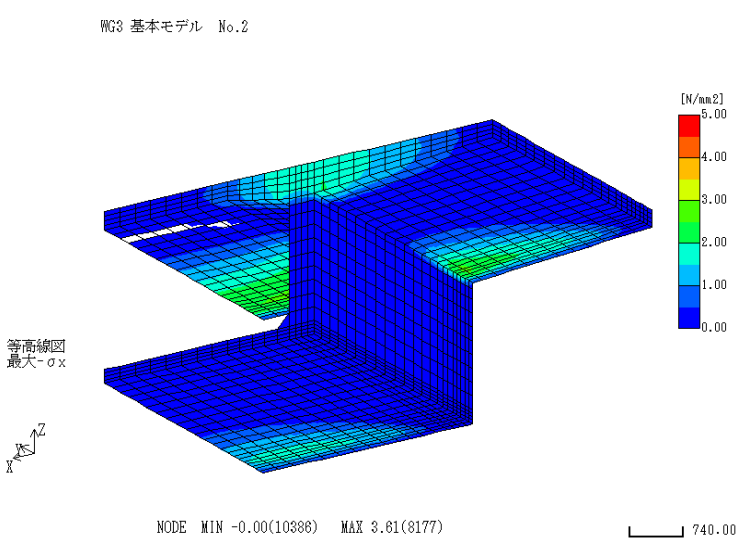
養生10日(d-0 c-1-2)

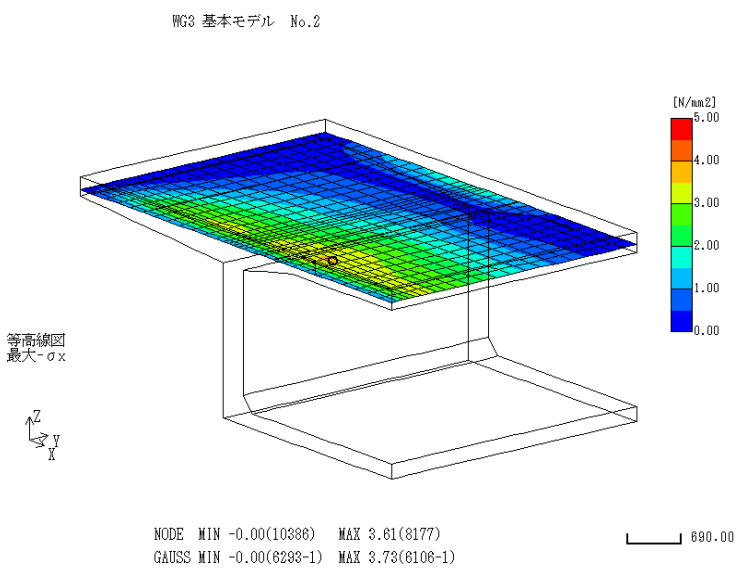
参表-3.4.3 主応力結果

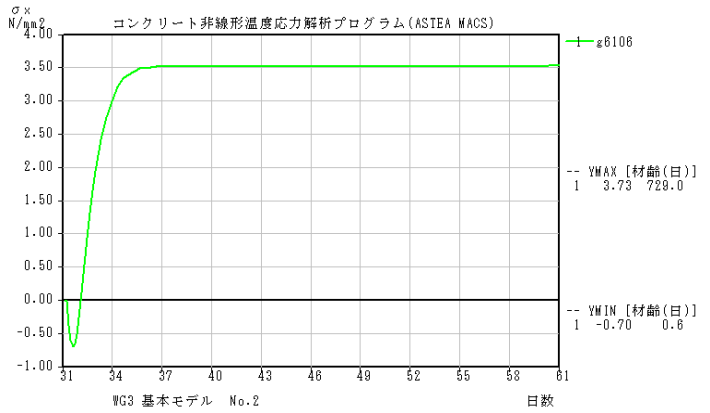

WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.04(3023) MAX 3.70(7232)
GAUSS MIN 0.02(3211-1) MAX 3.79(5067-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.04(3023) MAX 3.70(7232)
GAUSS MIN 0.02(3211-1) MAX 3.79(5067-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.04(3023) MAX 3.70(7232)
GAUSS MIN 0.02(3211-1) MAX 3.79(5067-1)
690.00
σ1
N/mm2
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g5067
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
-1.00
-- YMAX [材齢(日)]
1 3.79 728.0
-- YMIN [材齢(日)]
1 -0.02 0.6
31
34
37
40
43
46
49
52
55
58
61
WG3 基本モデル No.2
日数

参表-3.4.4 上床版着目　成分応力(σx)結果

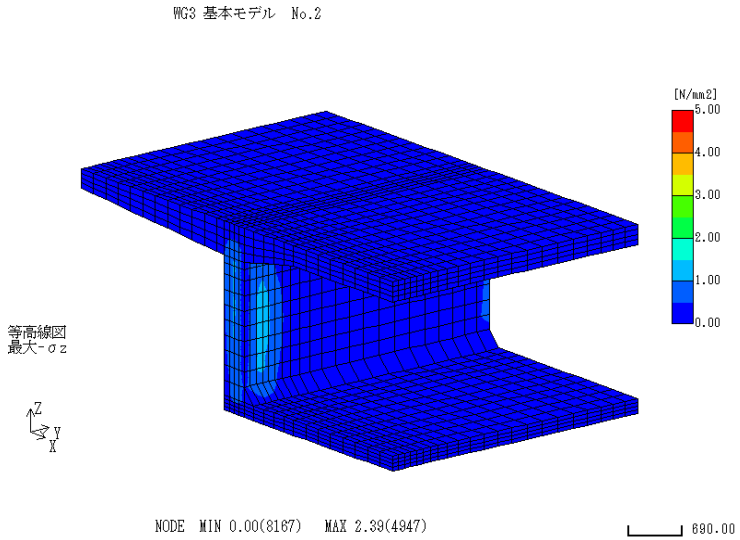


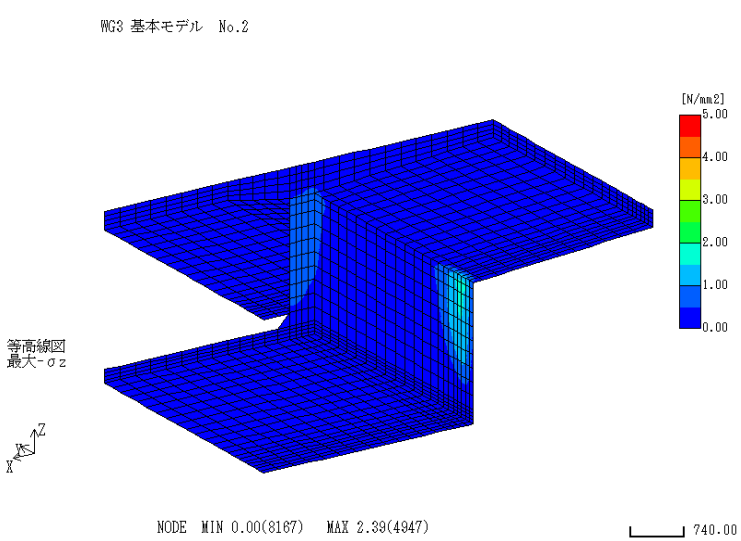


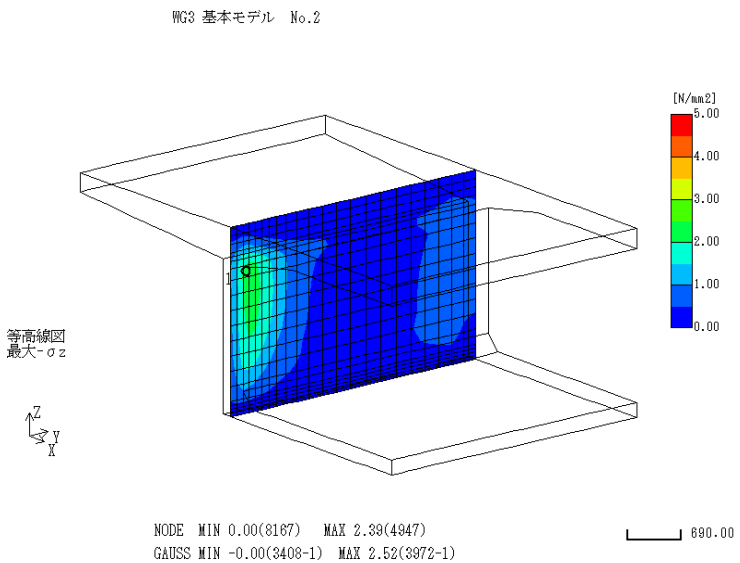


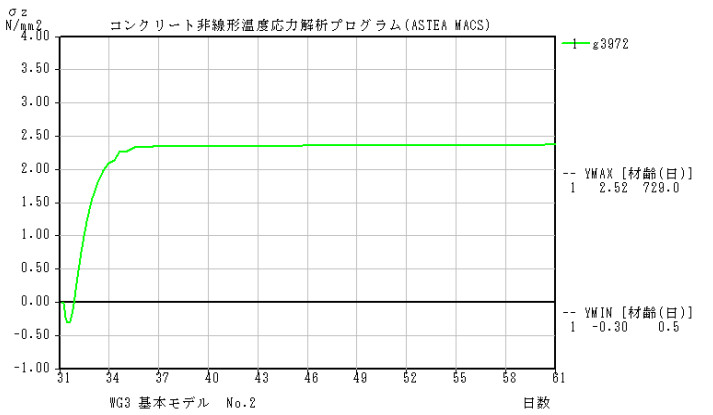


参表-3.4.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

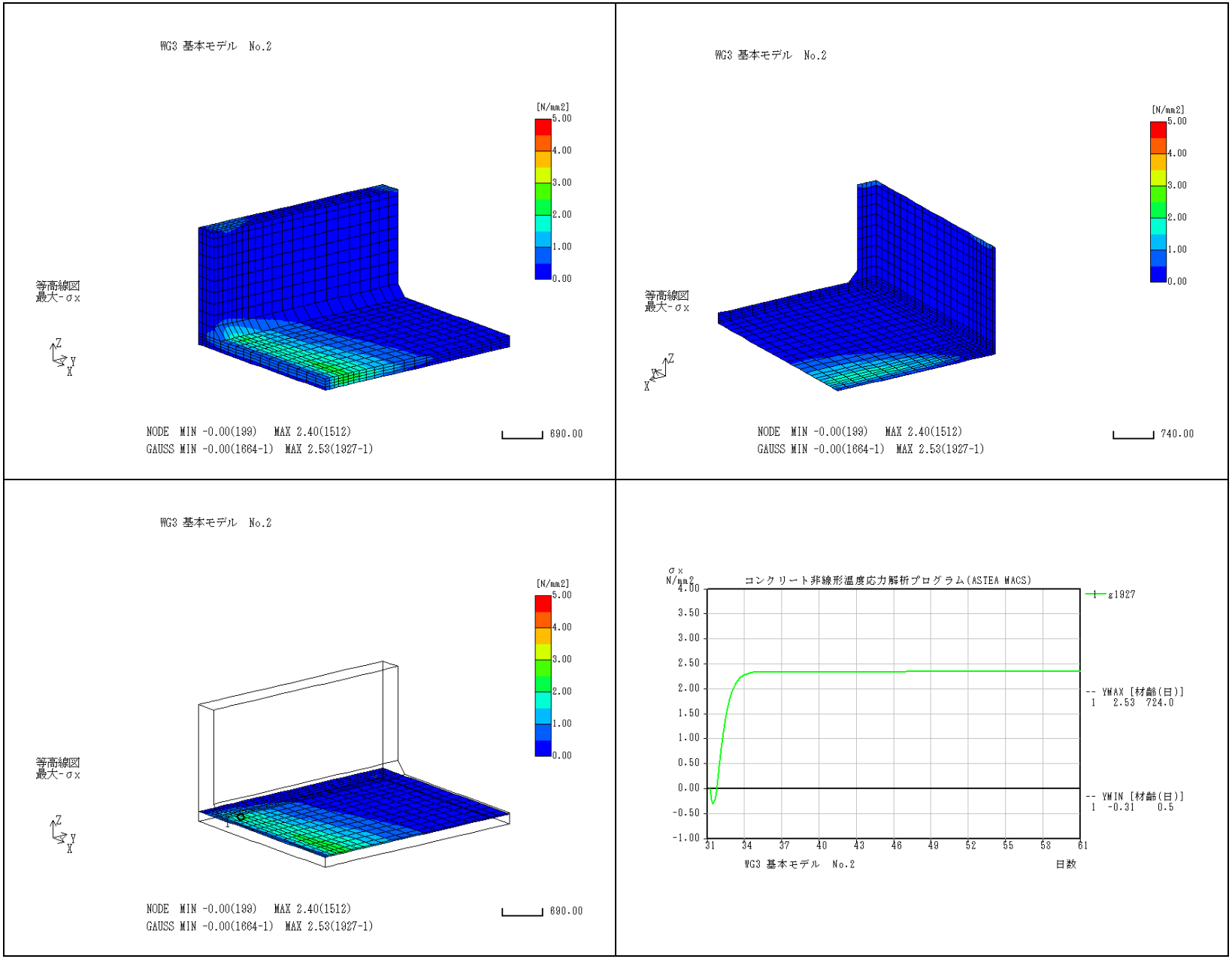






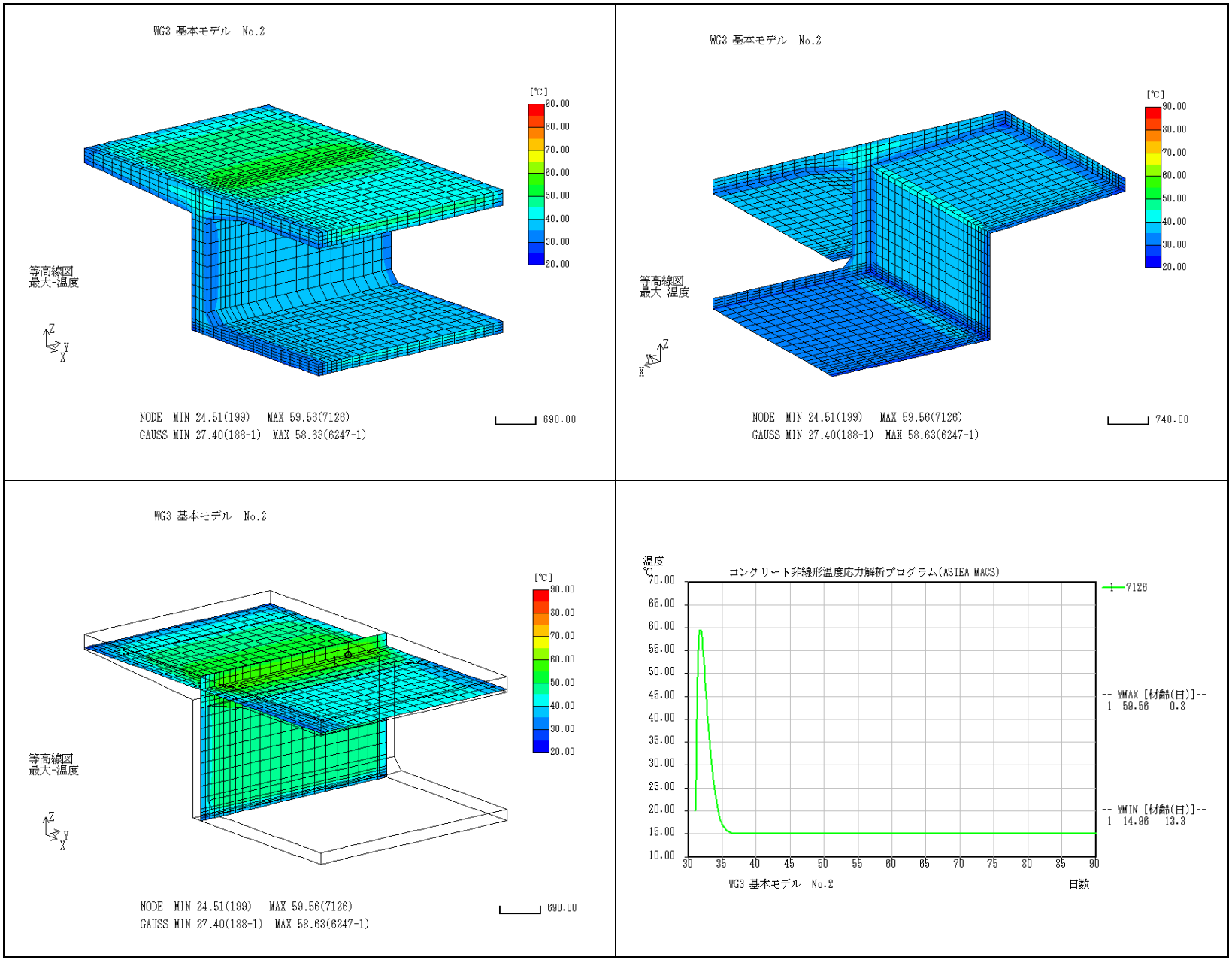


参表-3.4.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

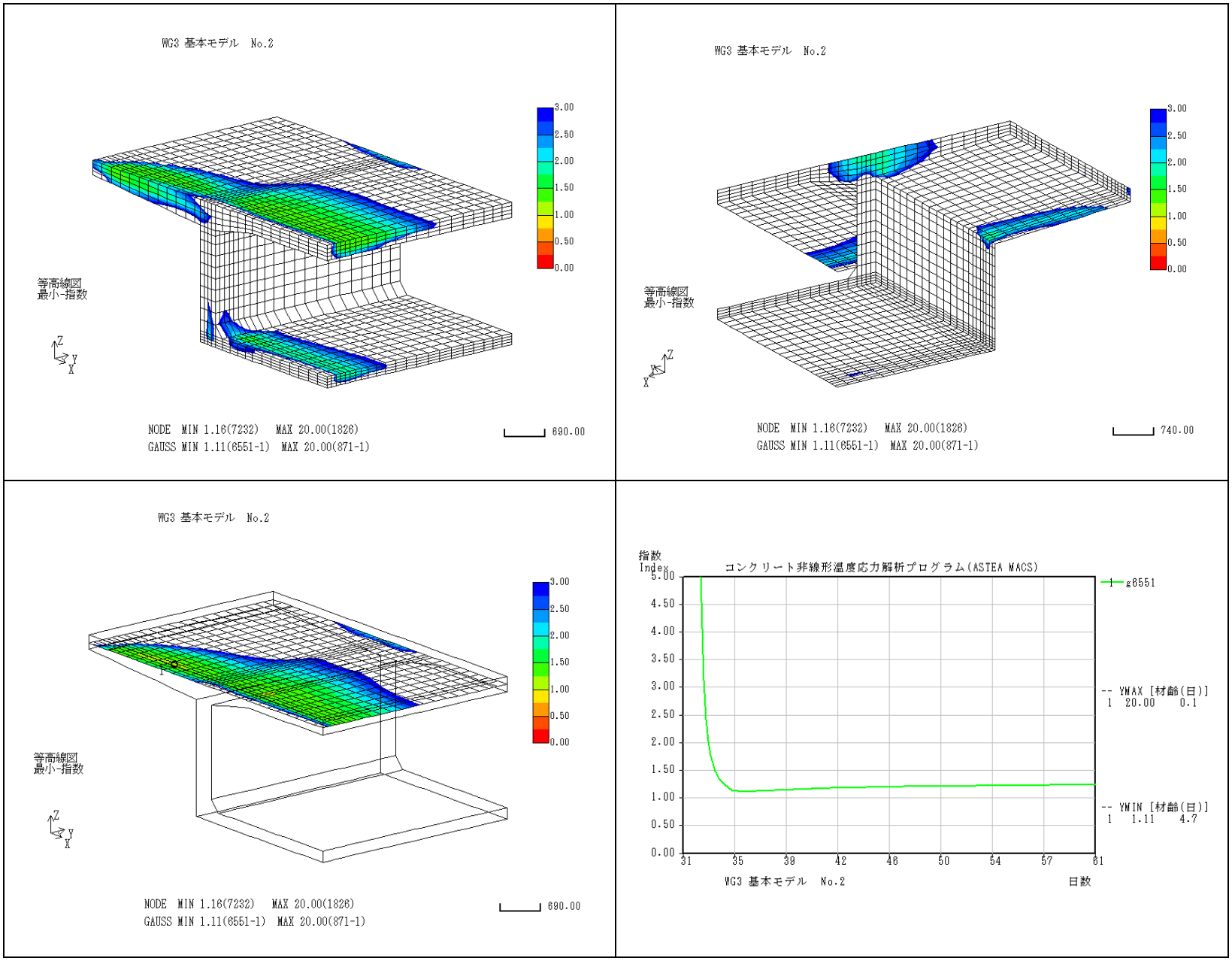


養生10日(d-0　c-1-2)

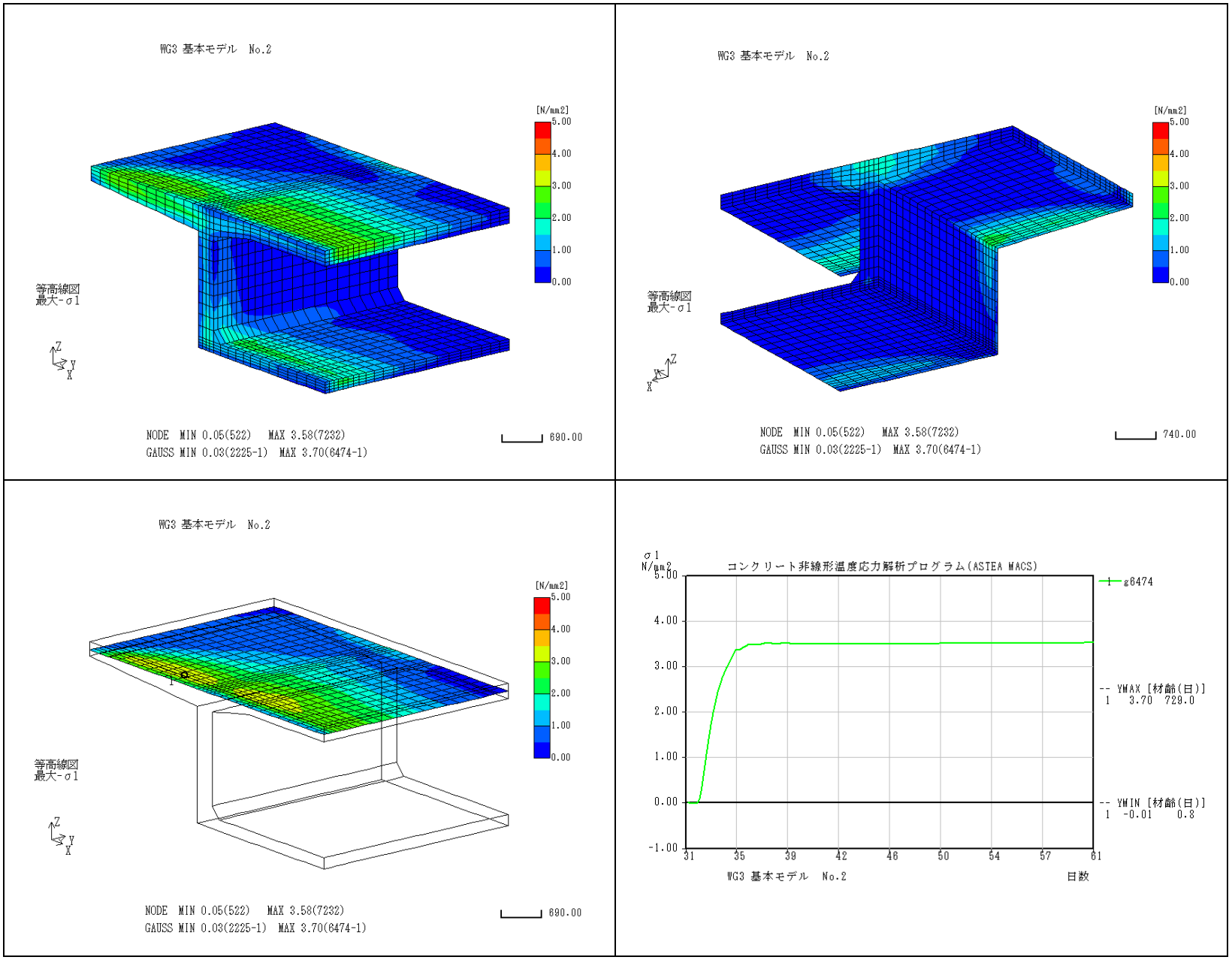
参表-3.5.1 温度結果


WG3 基本モデル No.2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 24.51(199) MAX 59.56(7126)
GAUSS MIN 27.40(188-1) MAX 58.63(6247-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 24.51(199) MAX 59.56(7126)
GAUSS MIN 27.40(188-1) MAX 58.63(6247-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 24.51(199) MAX 59.56(7126)
GAUSS MIN 27.40(188-1) MAX 58.63(6247-1)
690.00
温度
℃
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
70.00
65.00
60.00
55.00
50.00
45.00
40.00
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
30
35
40
45
50
55
60
65
70
75
80
85
90
7126
-- YMAX [材齢(日)]--
1 59.56 0.8
-- YMIN [材齢(日)]--
1 14.96 13.3
WG3 基本モデル No.2
日数

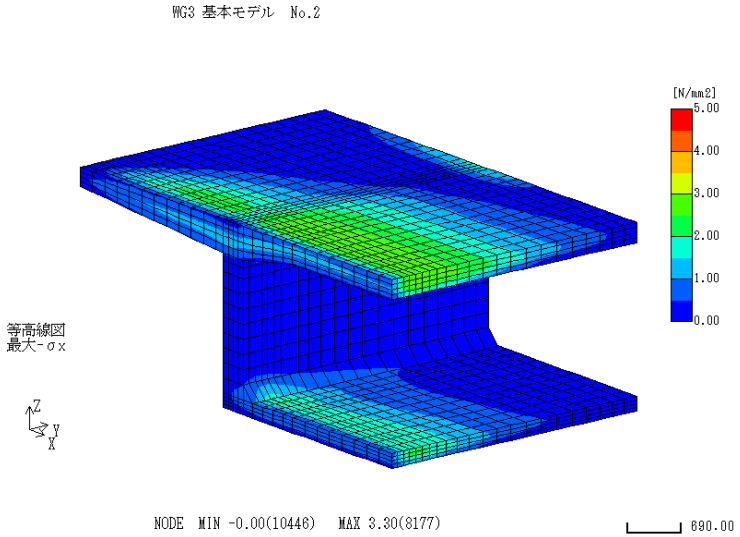
参表-3.5.2 指数結果

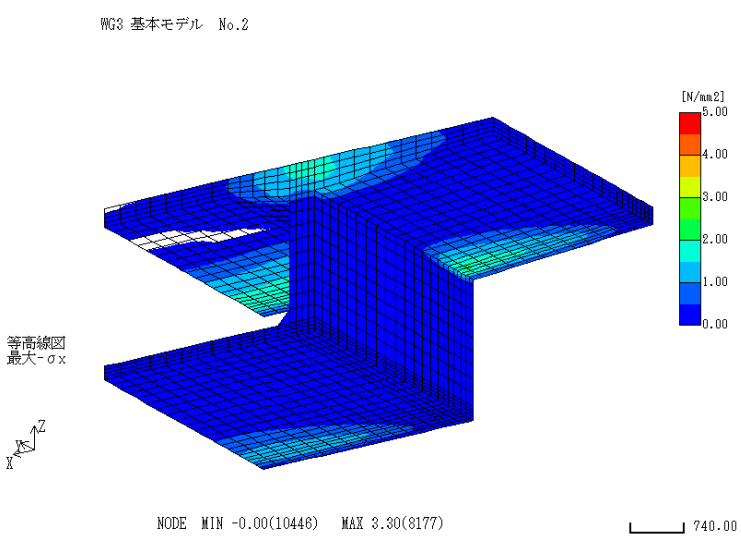

WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.16(7232) MAX 20.00(1826)
GAUSS MIN 1.11(6551-1) MAX 20.00(871-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.16(7232) MAX 20.00(1826)
GAUSS MIN 1.11(6551-1) MAX 20.00(871-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.16(7232) MAX 20.00(1826)
GAUSS MIN 1.11(6551-1) MAX 20.00(871-1)
690.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g6551
-- YMAX [材齢(日)]
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]
1 1.11 4.7
WG3 基本モデル No.2
日数

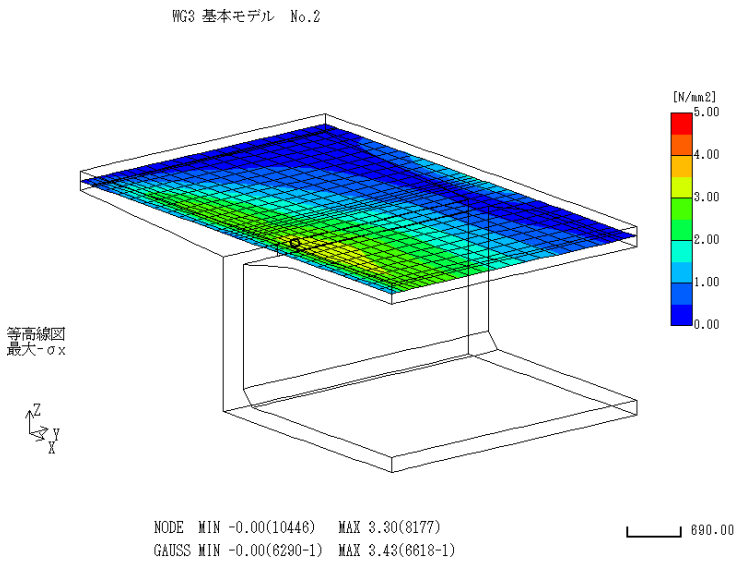
参表-3.5.3 主応力結果

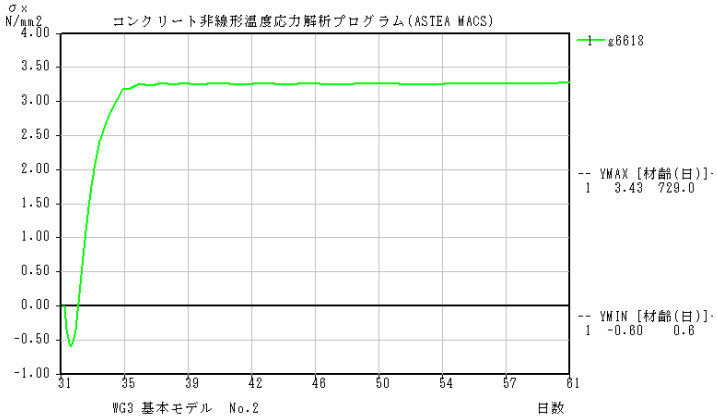

WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
NODE MIN 0.05(522) MAX 3.58(7232)
GAUSS MIN 0.03(2225-1) MAX 3.70(6474-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
NODE MIN 0.05(522) MAX 3.58(7232)
GAUSS MIN 0.03(2225-1) MAX 3.70(6474-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
NODE MIN 0.05(522) MAX 3.58(7232)
GAUSS MIN 0.03(2225-1) MAX 3.70(6474-1)
690.00
σ1
N/mm2
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
-1.00
31
35
39
42
46
50
54
57
61
1 g6474
-- YMAX [材齢(日)]
1 3.70 729.0
-- YMIN [材齢(日)]
1 -0.01 0.8
WG3 基本モデル No.2
日数

参表-3.5.4 上床版着目　成分応力(σx)結果

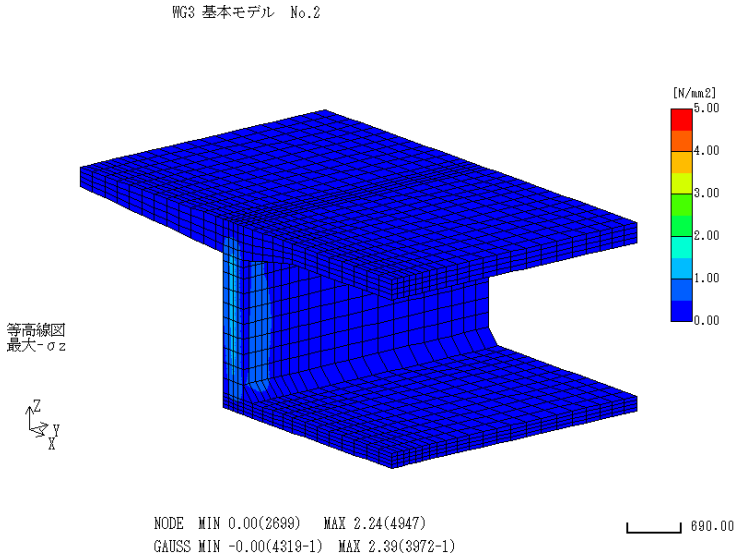


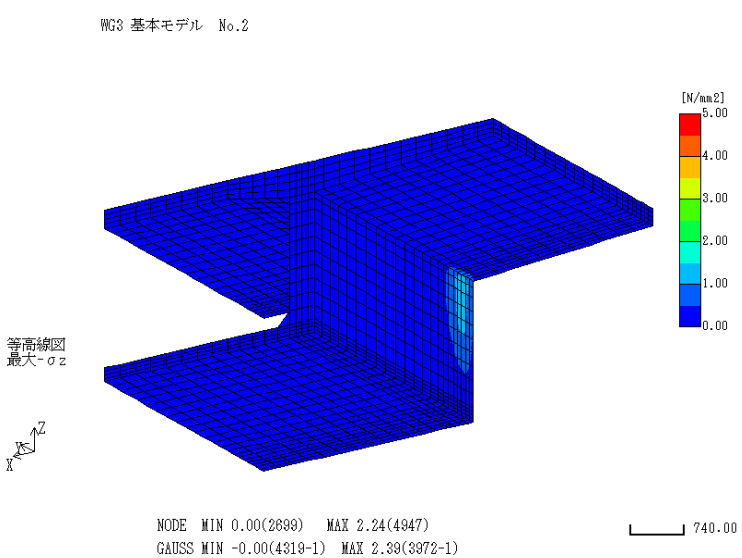


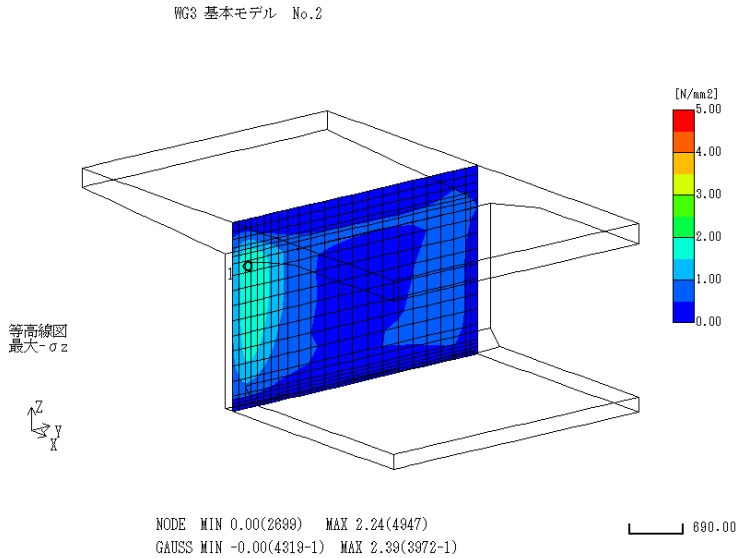


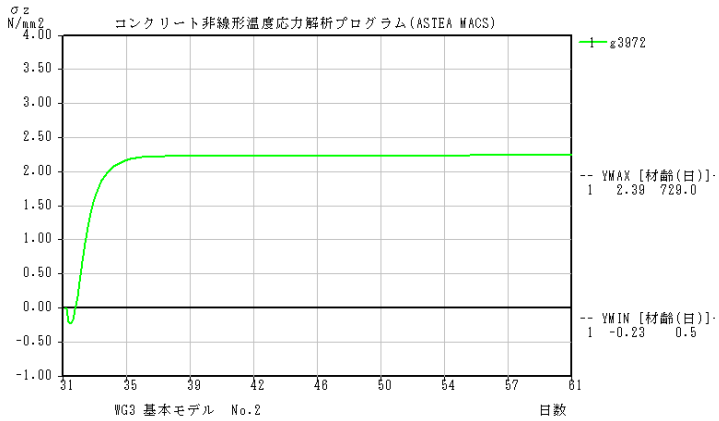


参表-3.5.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

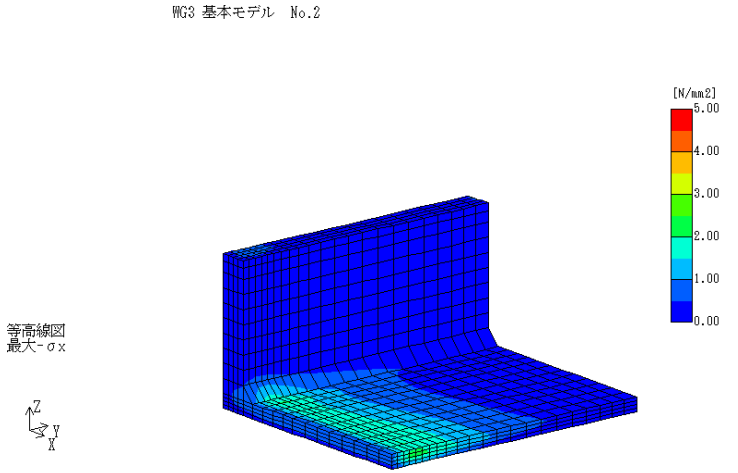


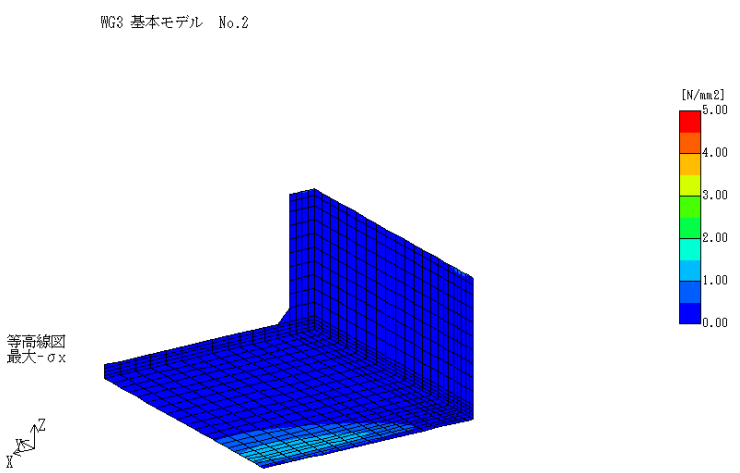


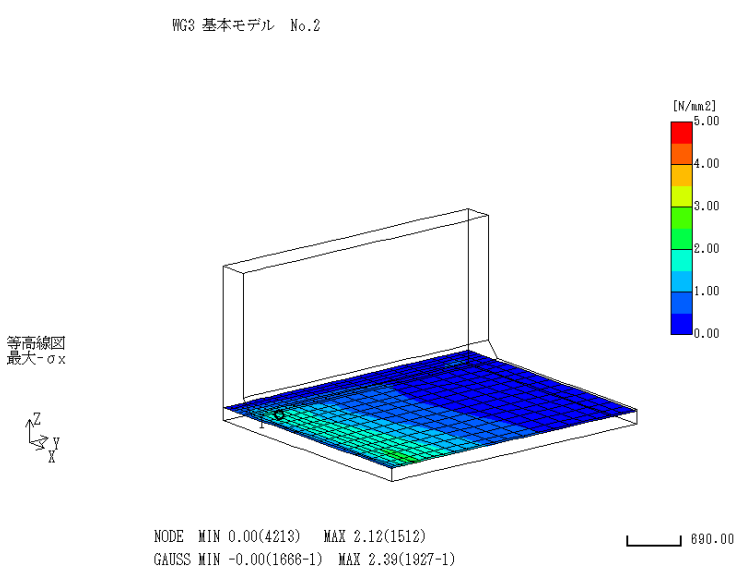


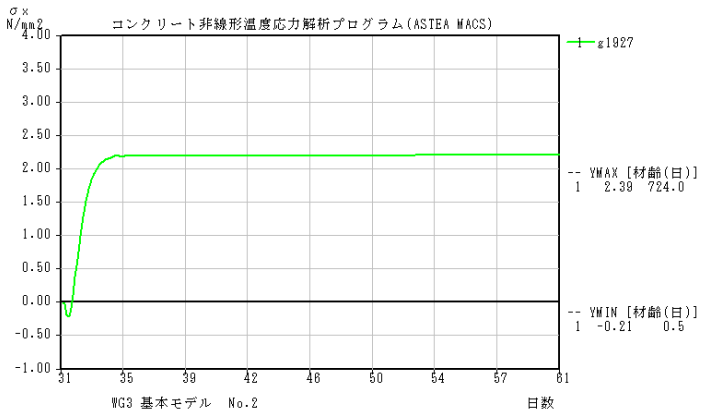


参表-3.5.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



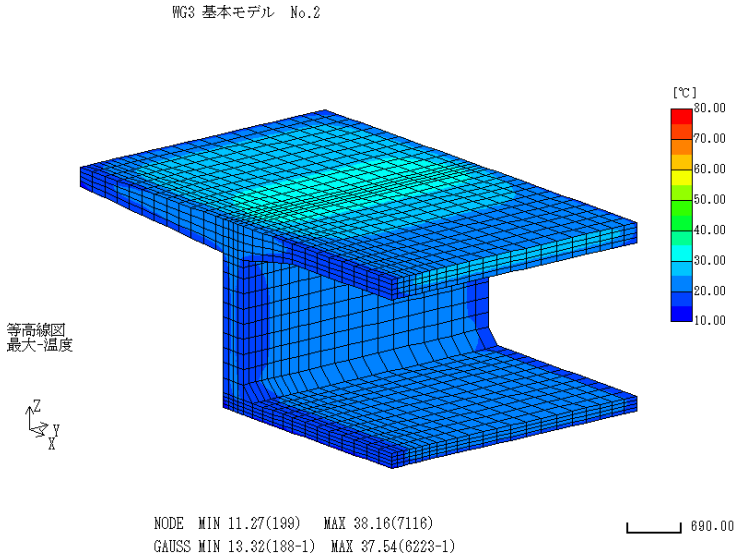


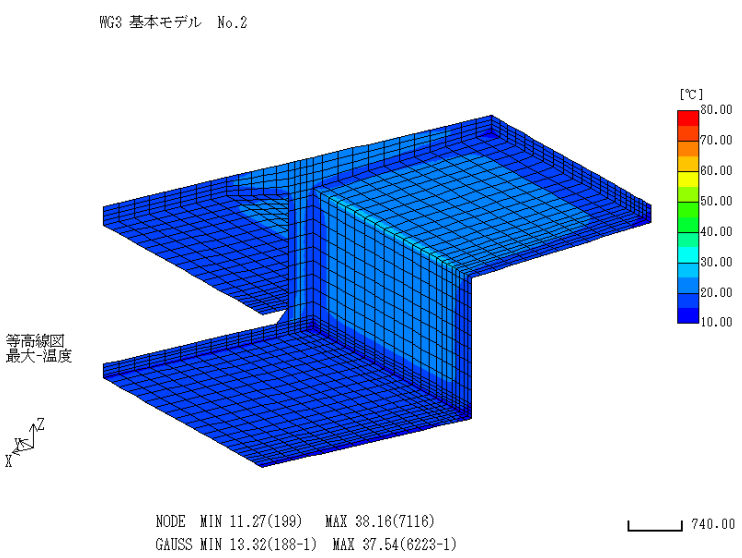


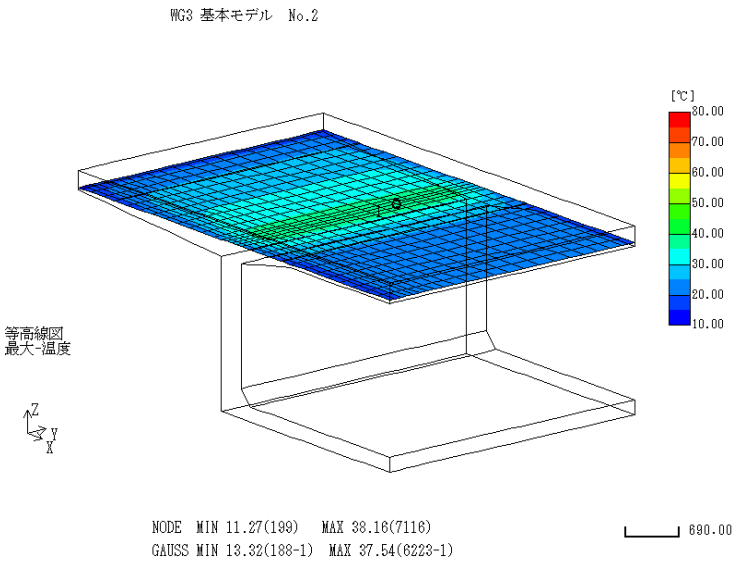


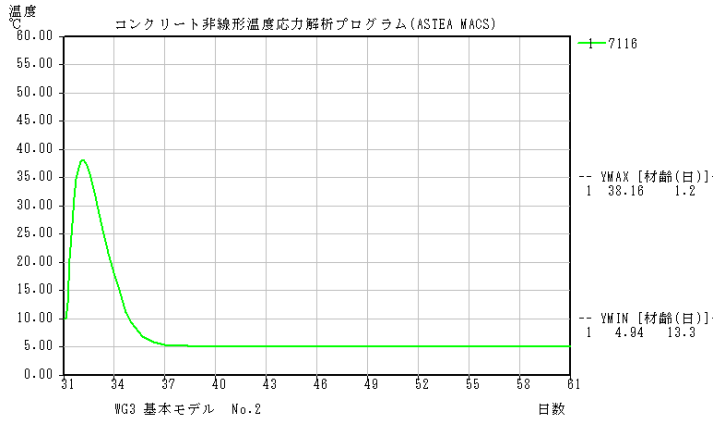
6. 引張応力最小組合せケース

参表-3.6.1 温度結果

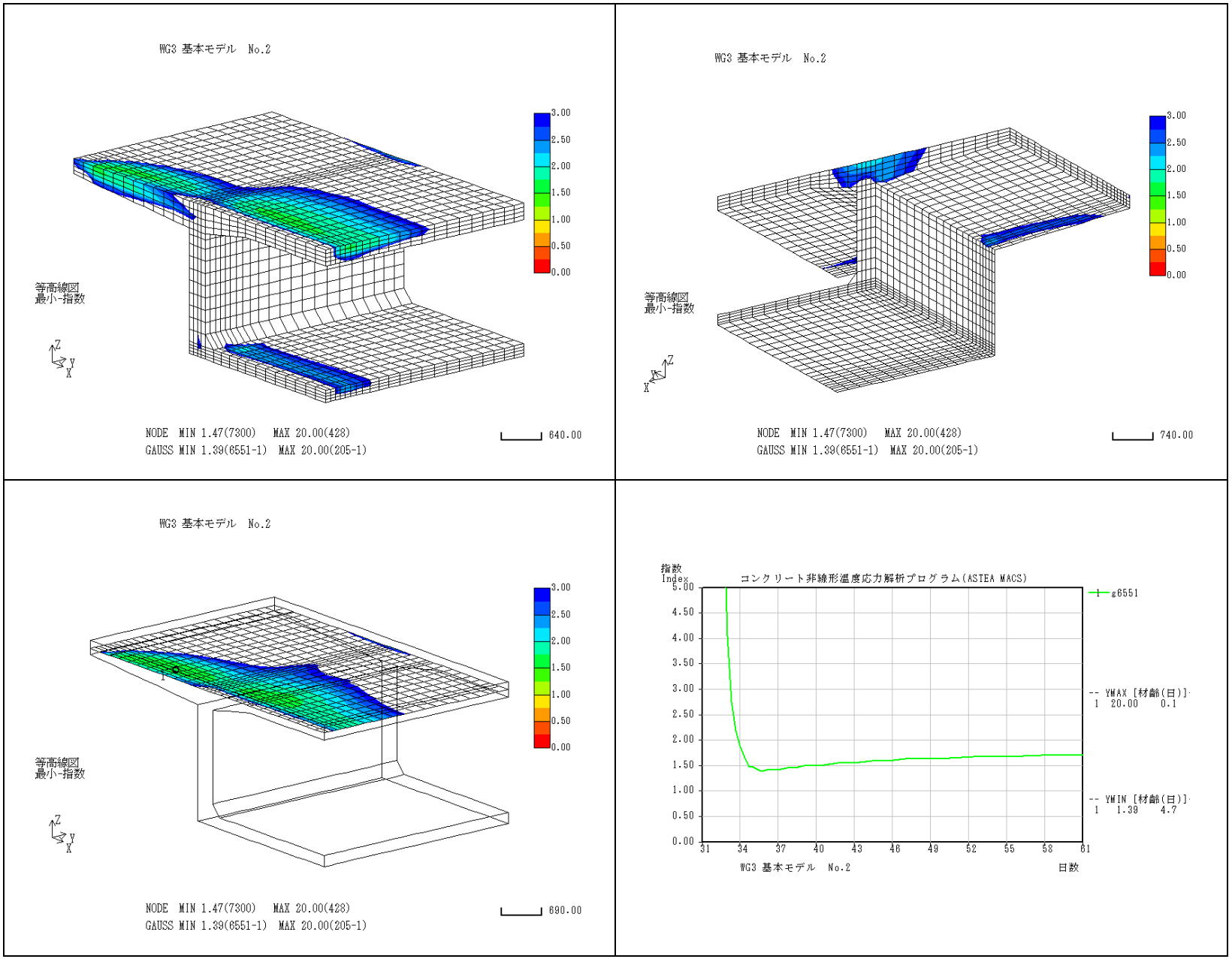






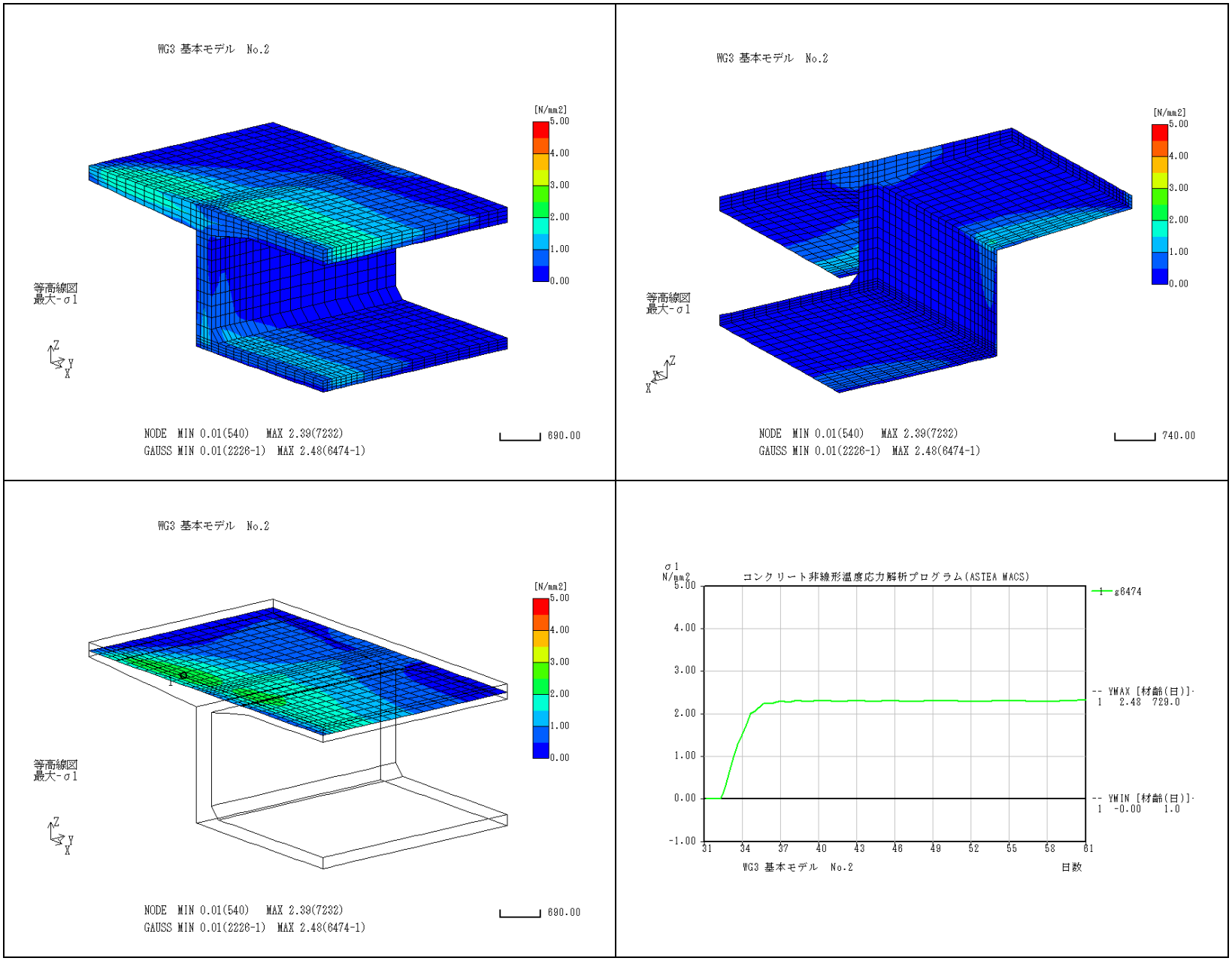


参表-3.6.2 指数結果



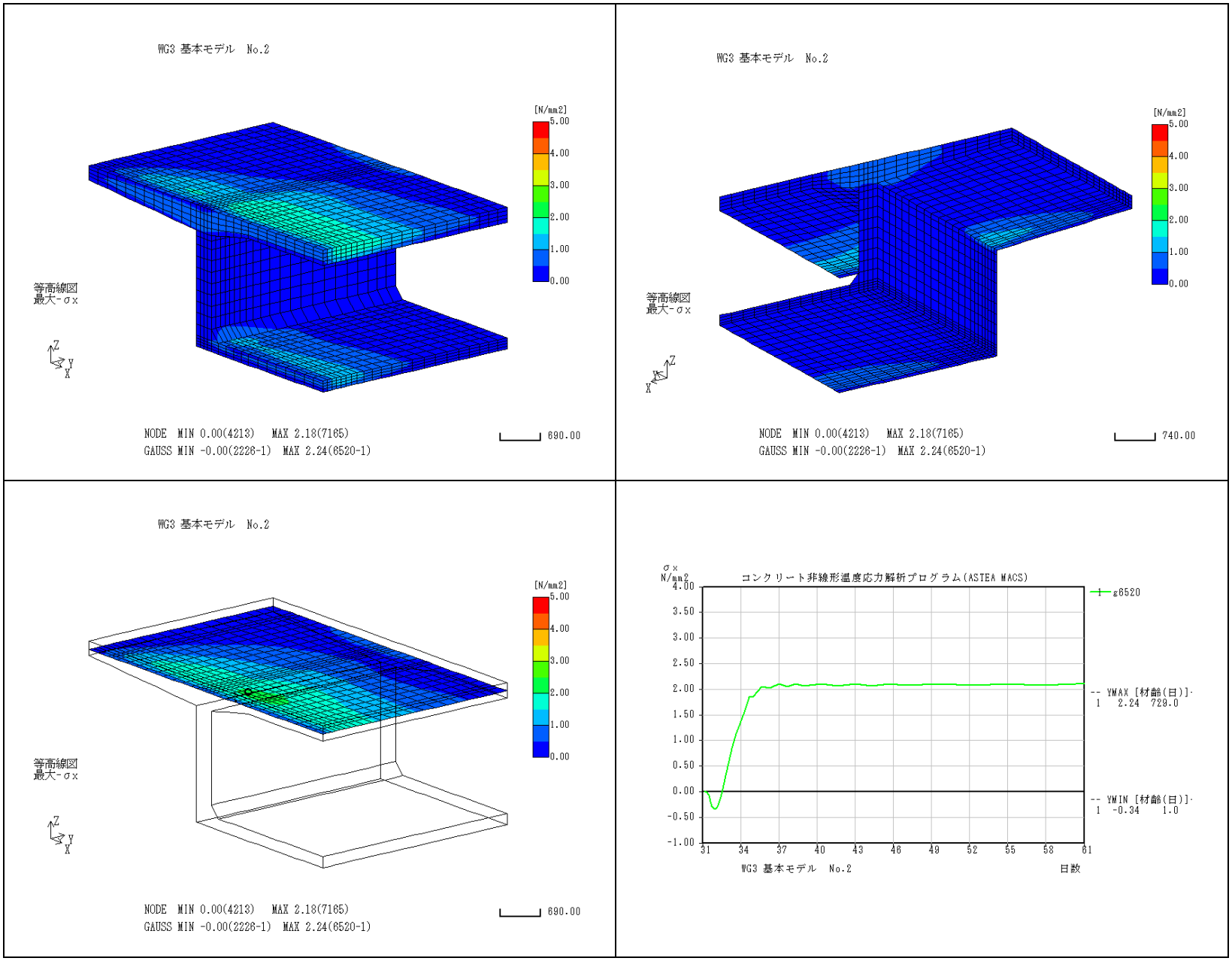
引張応力最小組合せケース

参表-3.6.3 主応力結果



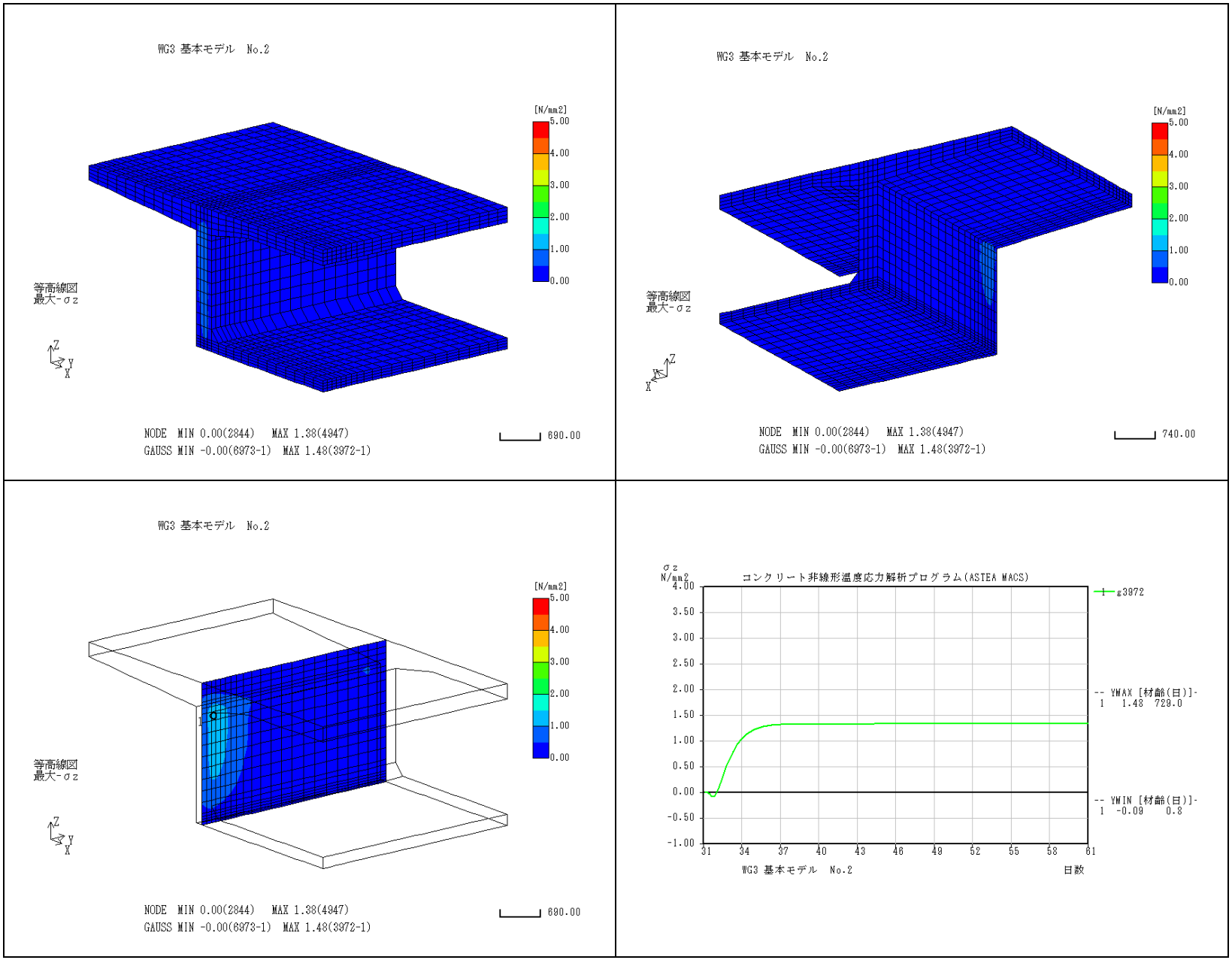
引張応力最小組合せケース

参表-3.6.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



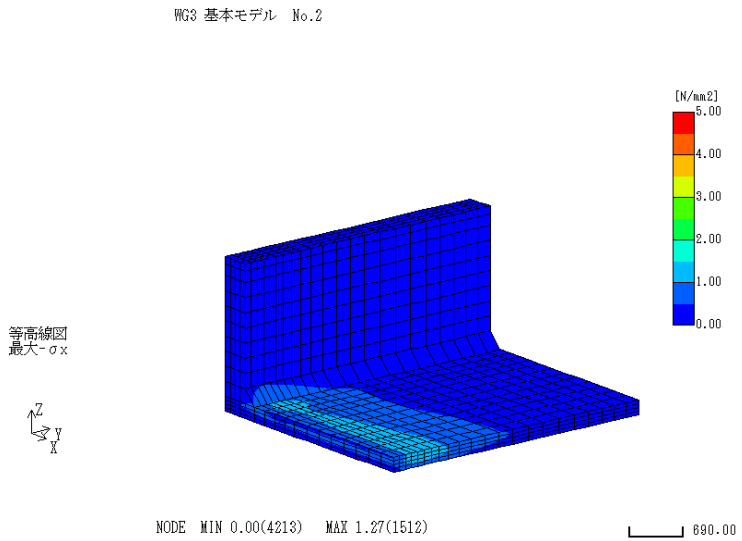
引張応力最小組合せケース

参表-3.6.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

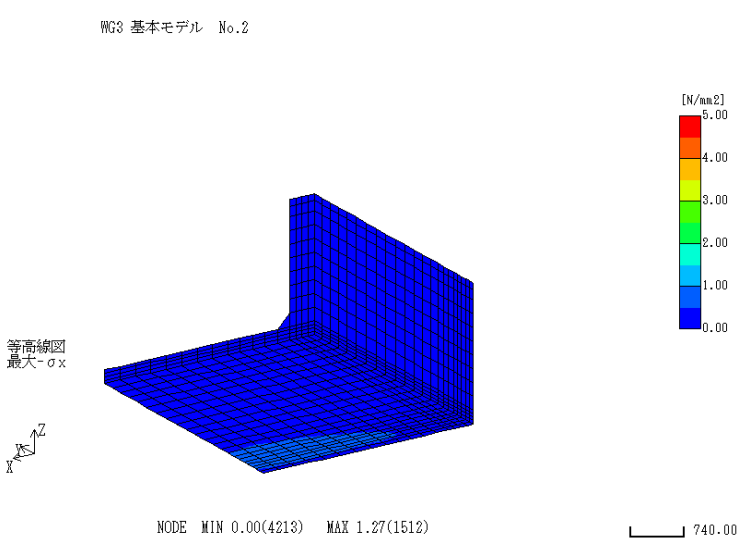


引張応力最小組合せケース

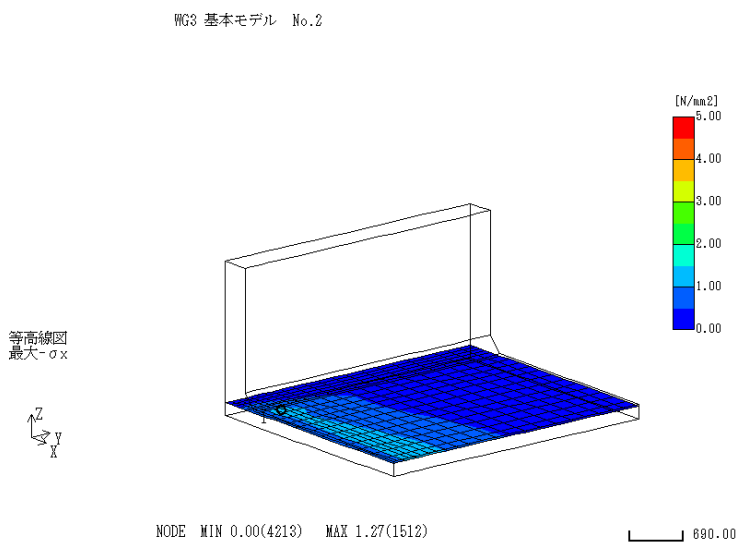
参表-3.6.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



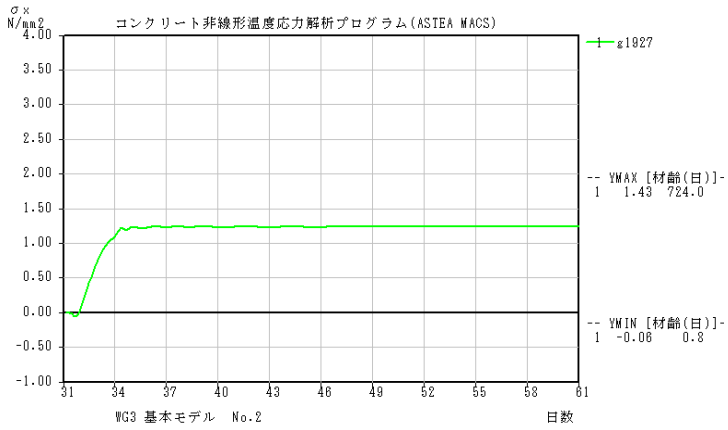
NODE　MIN 0.00(4213)　MAX 1.27(1512)
GAUSS MIN -0.00(2226-1)　MAX 1.43(1927-1)



NODE　MIN 0.00(4213)　MAX 1.27(1512)
GAUSS MIN -0.00(2226-1)　MAX 1.43(1927-1)



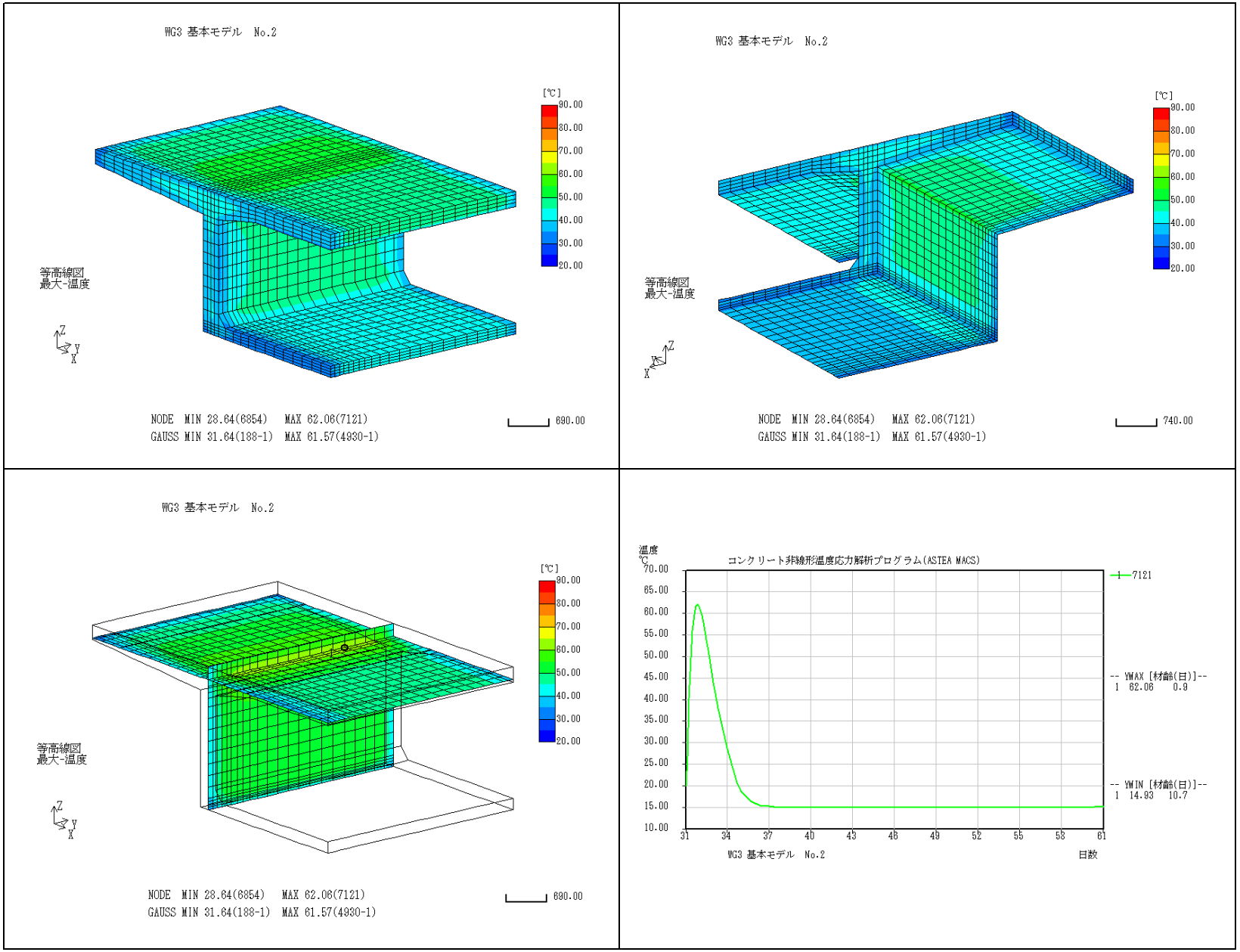
NODE　MIN 0.00(4213)　MAX 1.27(1512)
GAUSS MIN -0.00(2226-1)　MAX 1.43(1927-1)



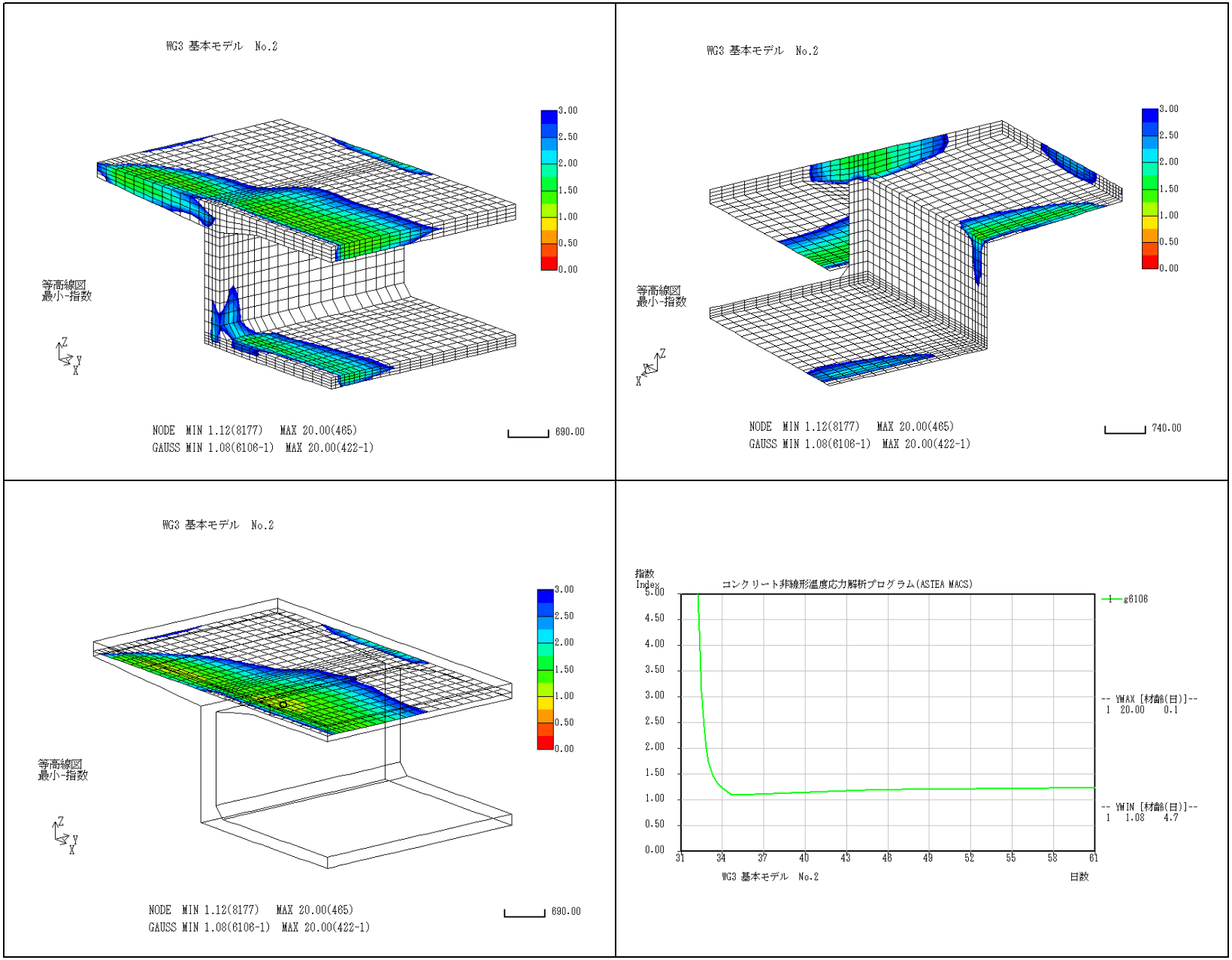
引張応力最小組合せケース

7. 基本モデル(d-0)

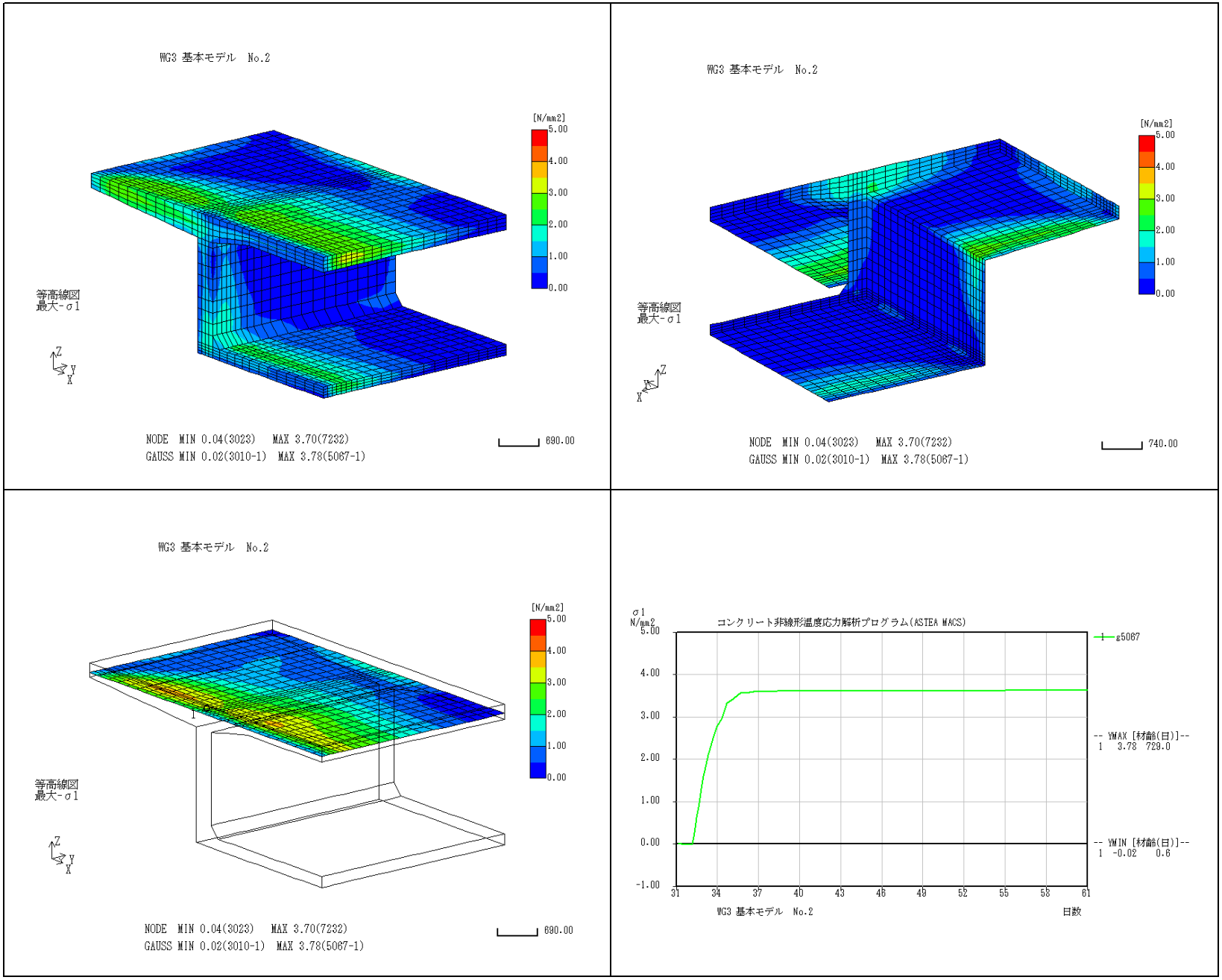
参表-3.7.1 温度結果



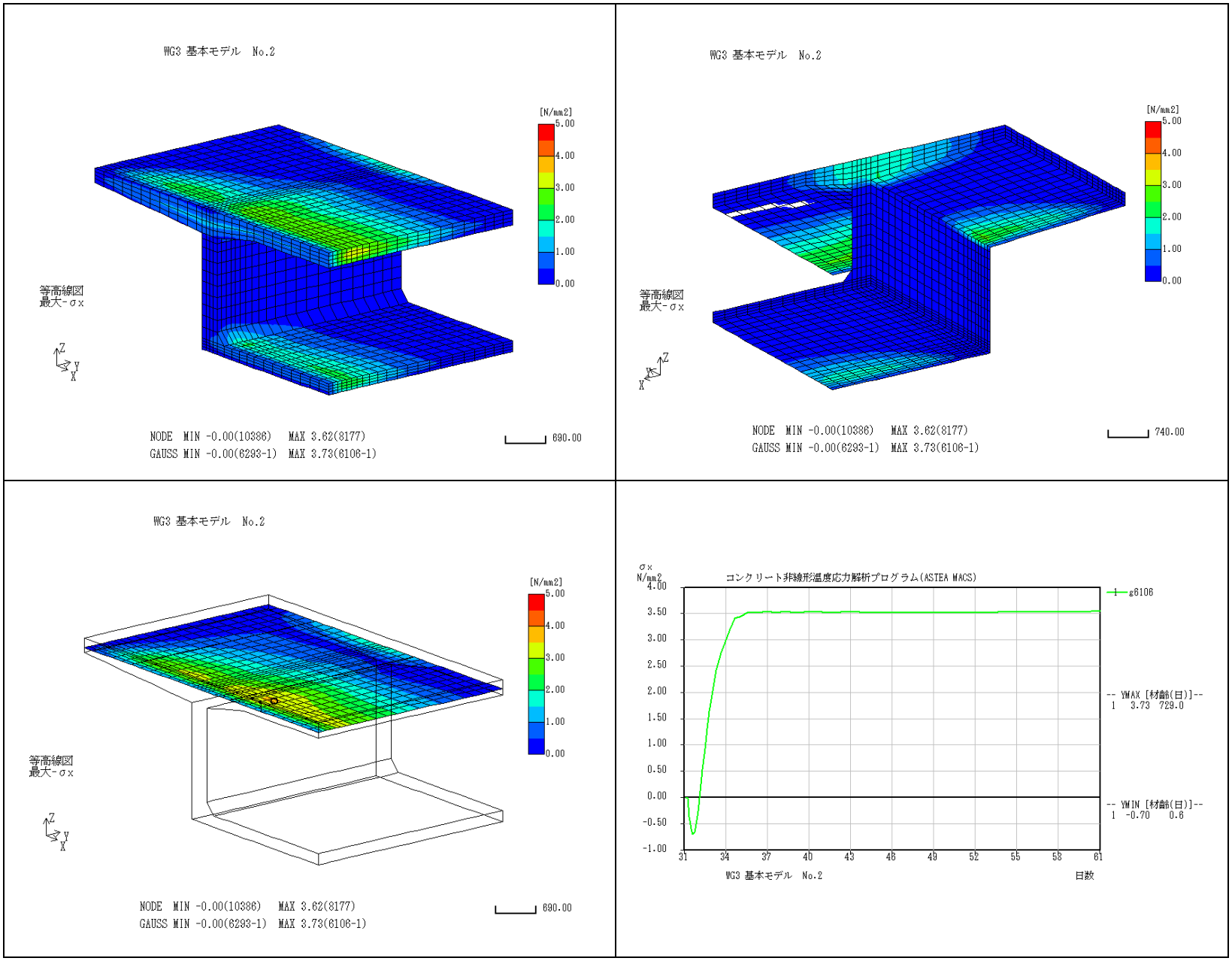
参表-3.7.2 指数結果


WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.12(8177) MAX 20.00(465)
GAUSS MIN 1.08(6106-1) MAX 20.00(422-1)
890.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.12(8177) MAX 20.00(465)
GAUSS MIN 1.08(6106-1) MAX 20.00(422-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.12(8177) MAX 20.00(465)
GAUSS MIN 1.08(6106-1) MAX 20.00(422-1)
890.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g6106
-- YMAX [材齢(日)]--
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]--
1 1.08 4.7
WG3 基本モデル No.2
日数

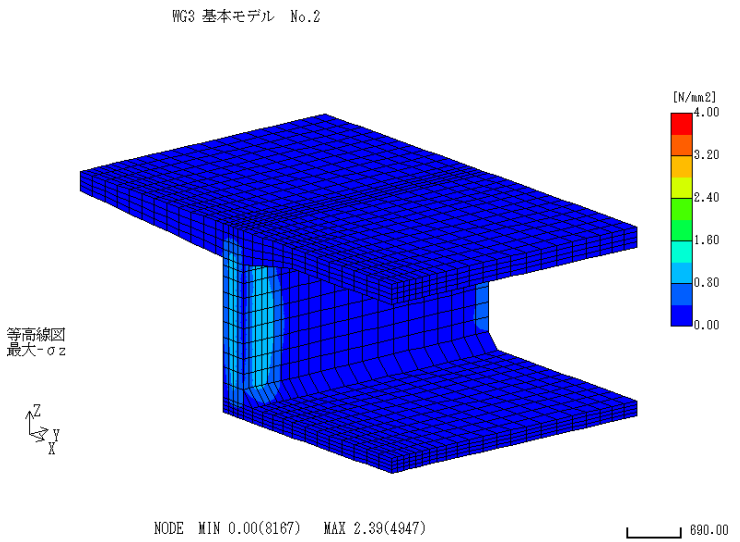
参表-3.7.3 主応力結果

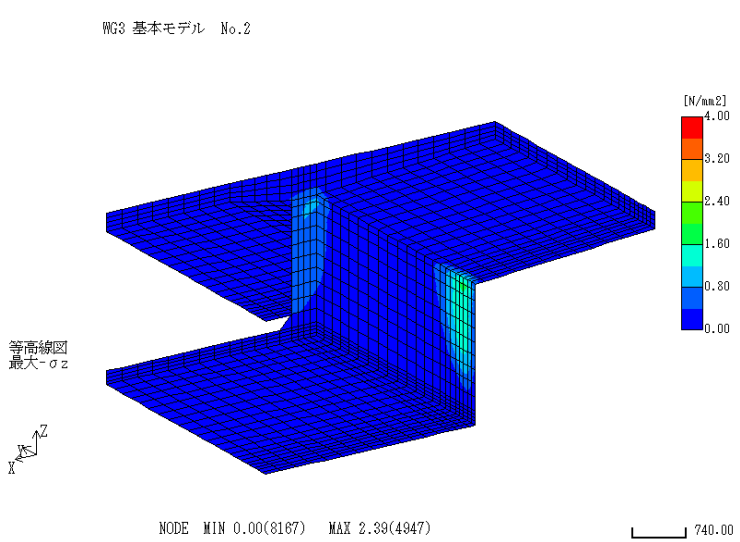

WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.04(3023) MAX 3.70(7232)
GAUSS MIN 0.02(3010-1) MAX 3.78(5067-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.04(3023) MAX 3.70(7232)
GAUSS MIN 0.02(3010-1) MAX 3.78(5067-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.04(3023) MAX 3.70(7232)
GAUSS MIN 0.02(3010-1) MAX 3.78(5067-1)
690.00
σ1
N/mm2
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g5067
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
-1.00
-- YMAX [材齢(日)]--
1 3.78 729.0
-- YMIN [材齢(日)]--
1 -0.02 0.6
31
34
37
40
43
46
49
52
55
58
61
WG3 基本モデル No.2
日数

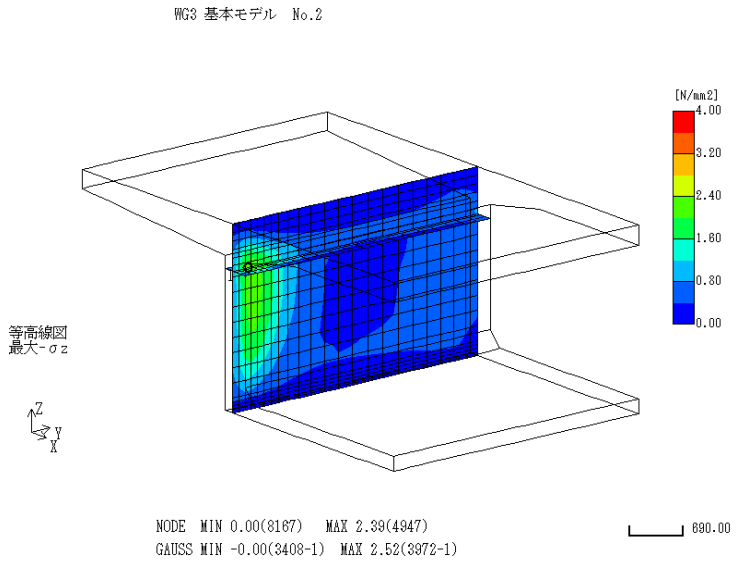
参表-3.7.4 上床版着目　成分応力(σx)結果

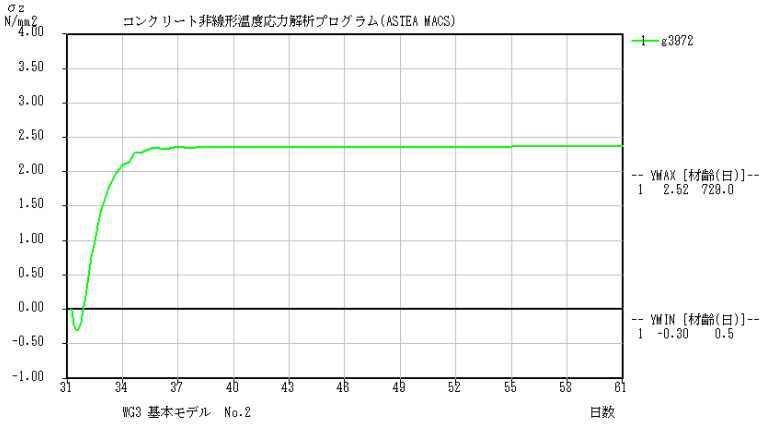


参表-3.7.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

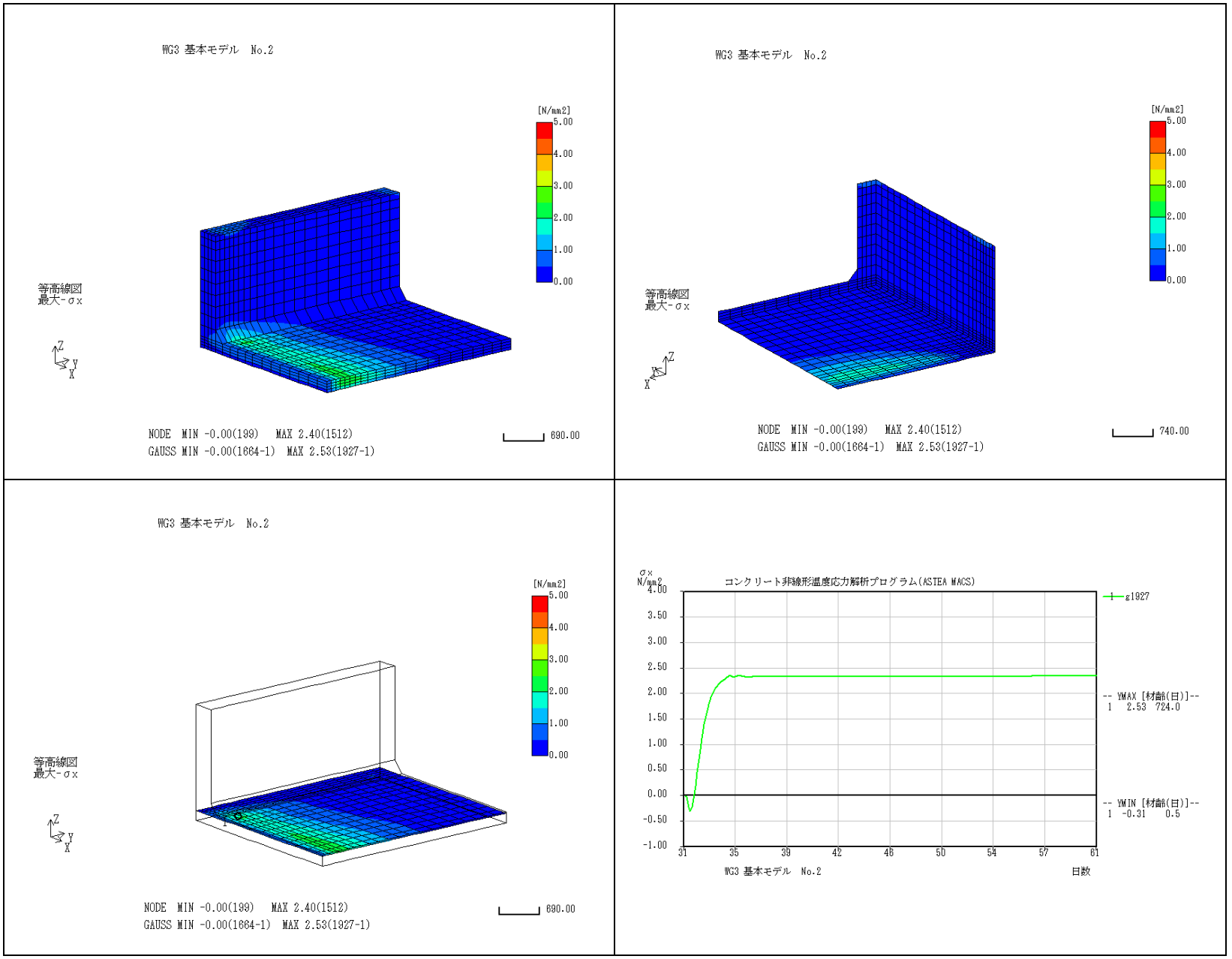






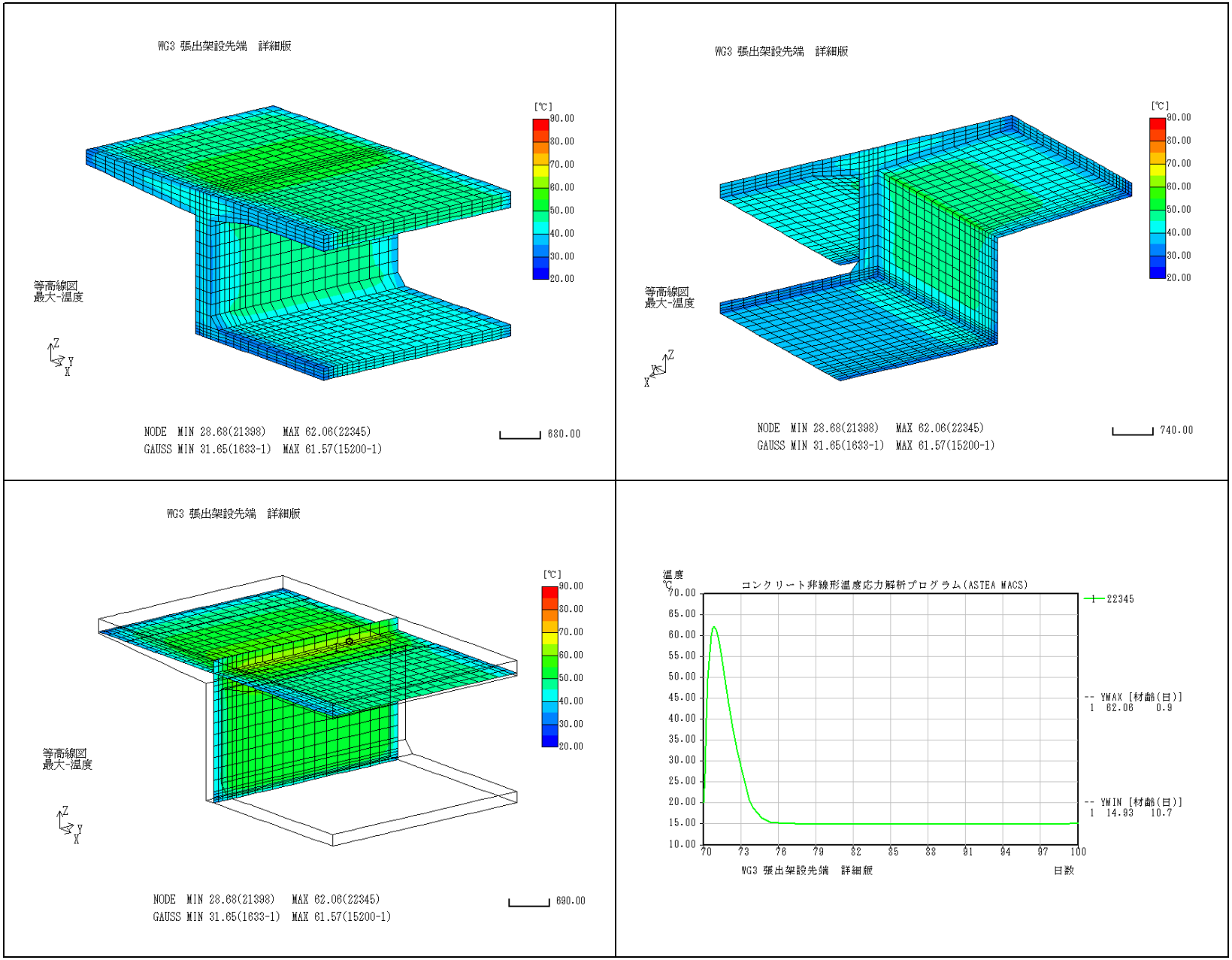


参表-3.7.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

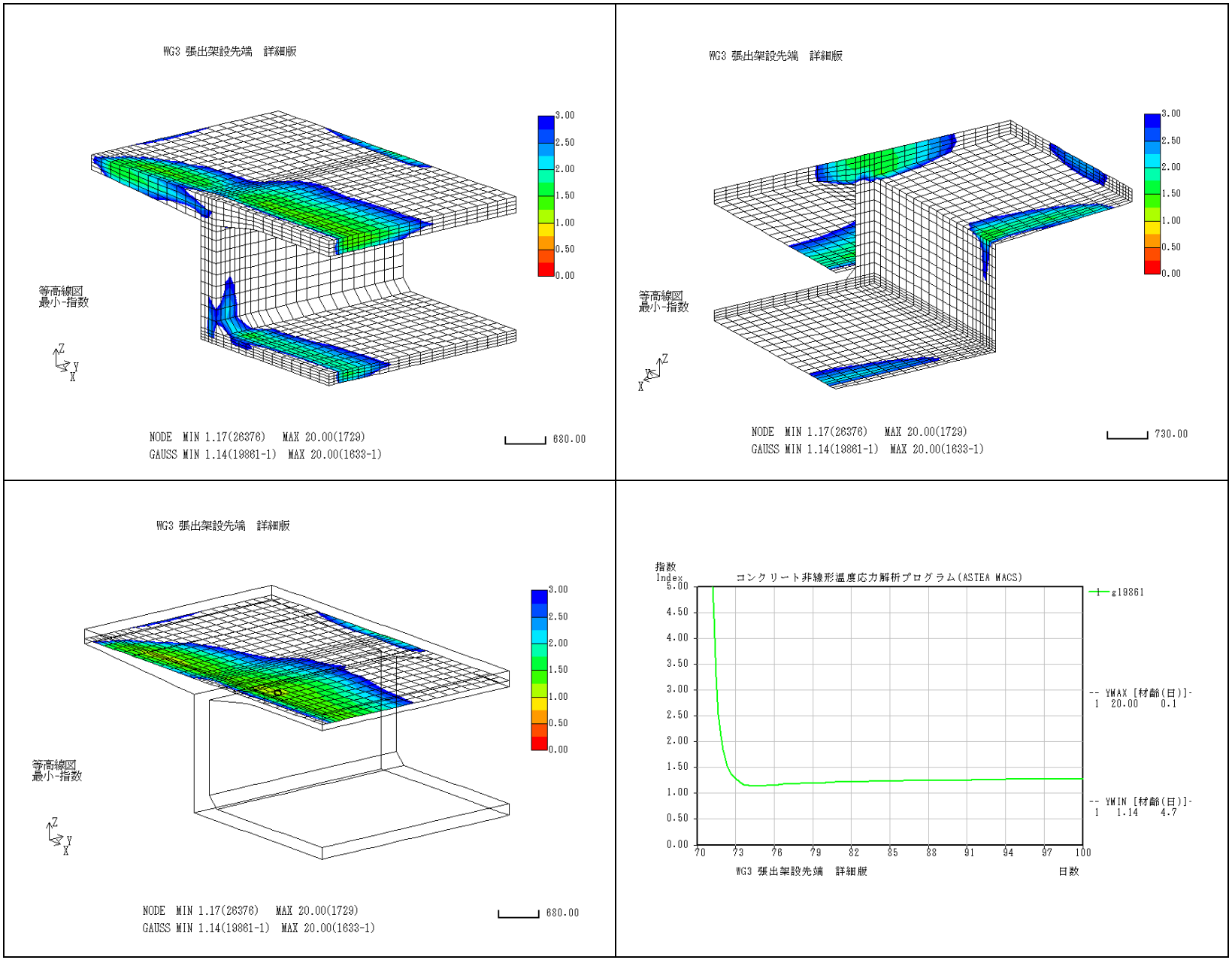


8. 張出先端モデル(d-1-1)

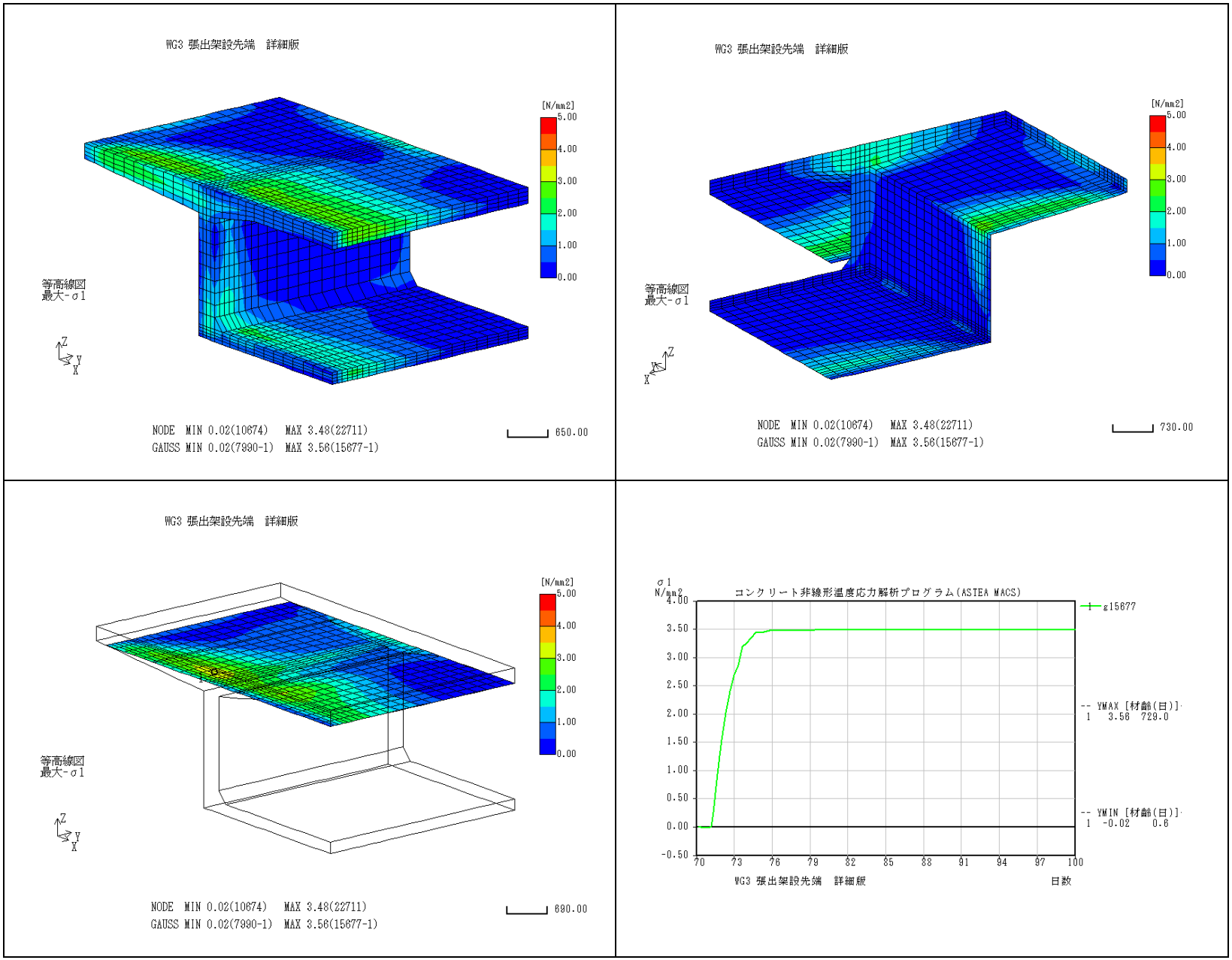
参表-3.8.1 温度結果



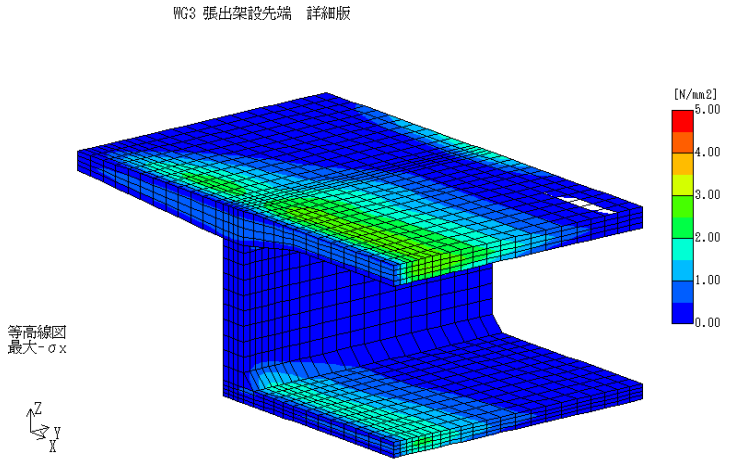
参表-3.8.2 指数結果

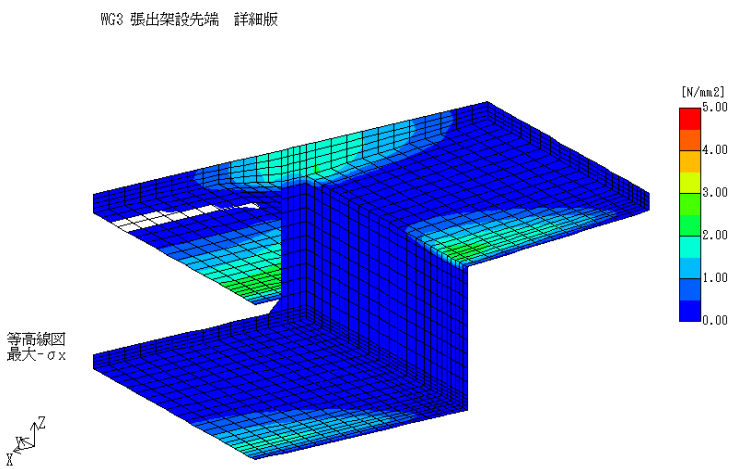

WG3 張出架設先端　詳細版
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
Z
Y
X
NODE　MIN 1.17(26376)　MAX 20.00(1729)
GAUSS MIN 1.14(19861-1)　MAX 20.00(1633-1)
680.00
WG3 張出架設先端　詳細版
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
Z
Y
X
NODE　MIN 1.17(26376)　MAX 20.00(1729)
GAUSS MIN 1.14(19861-1)　MAX 20.00(1633-1)
730.00
WG3 張出架設先端　詳細版
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
Z
Y
X
NODE　MIN 1.17(26376)　MAX 20.00(1729)
GAUSS MIN 1.14(19861-1)　MAX 20.00(1633-1)
680.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
5.00
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
70
73
76
79
82
85
88
91
94
97
100
1 g19861
-- YMAX [材齢(日)]-
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]-
1 1.14 4.7
WG3 張出架設先端　詳細版
日数

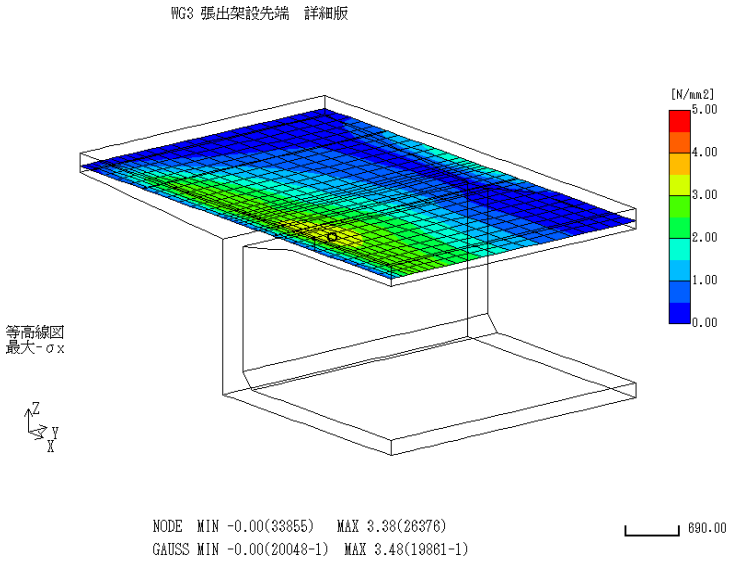
参表-3.8.3 主応力結果

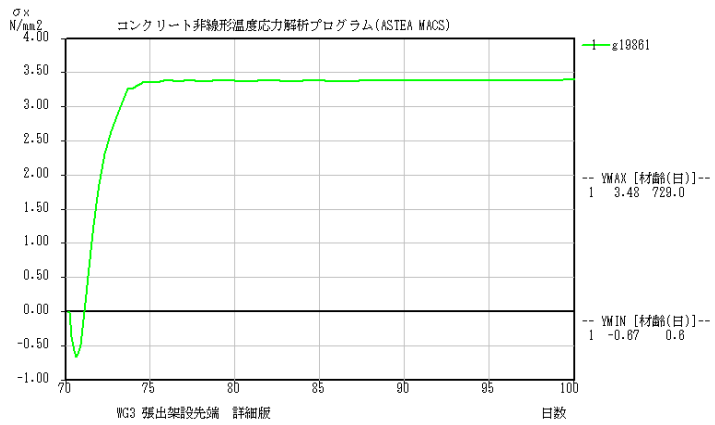

WG3 張出架設先端　詳細版
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE　MIN 0.02(10674)　MAX 3.48(22711)
GAUSS MIN 0.02(7990-1)　MAX 3.56(15677-1)
850.00
WG3 張出架設先端　詳細版
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE　MIN 0.02(10674)　MAX 3.48(22711)
GAUSS MIN 0.02(7990-1)　MAX 3.56(15677-1)
730.00
WG3 張出架設先端　詳細版
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE　MIN 0.02(10674)　MAX 3.48(22711)
GAUSS MIN 0.02(7990-1)　MAX 3.56(15677-1)
690.00
σ1
N/mm2
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
-0.50
70
73
76
79
82
85
88
91
94
97
100
WG3 張出架設先端　詳細版
日数
g15677
-- YMAX [材齢(日)]
1　3.56　729.0
-- YMIN [材齢(日)]
1　-0.02　0.8

参表-3.8.4 上床版着目　成分応力(σx)結果

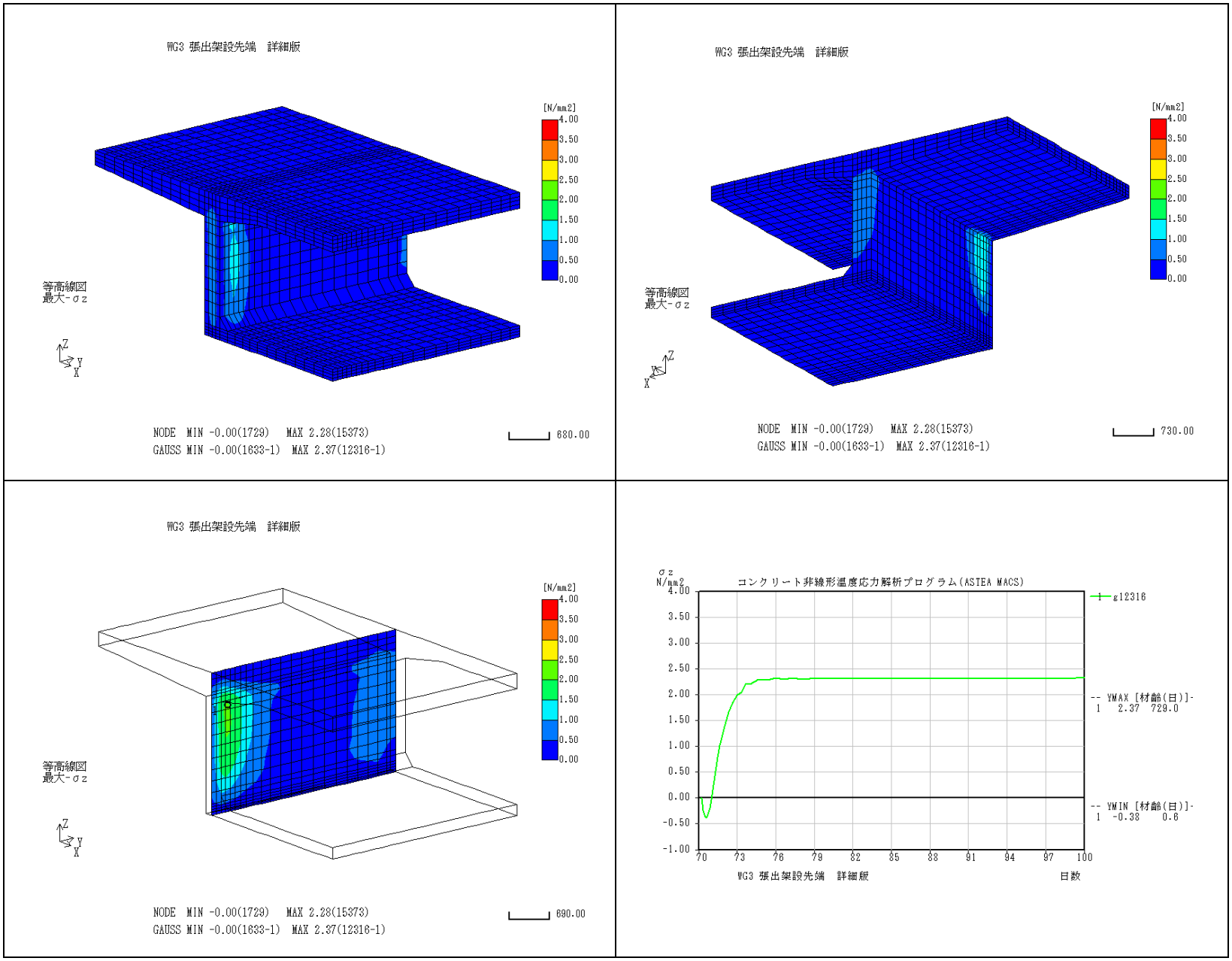




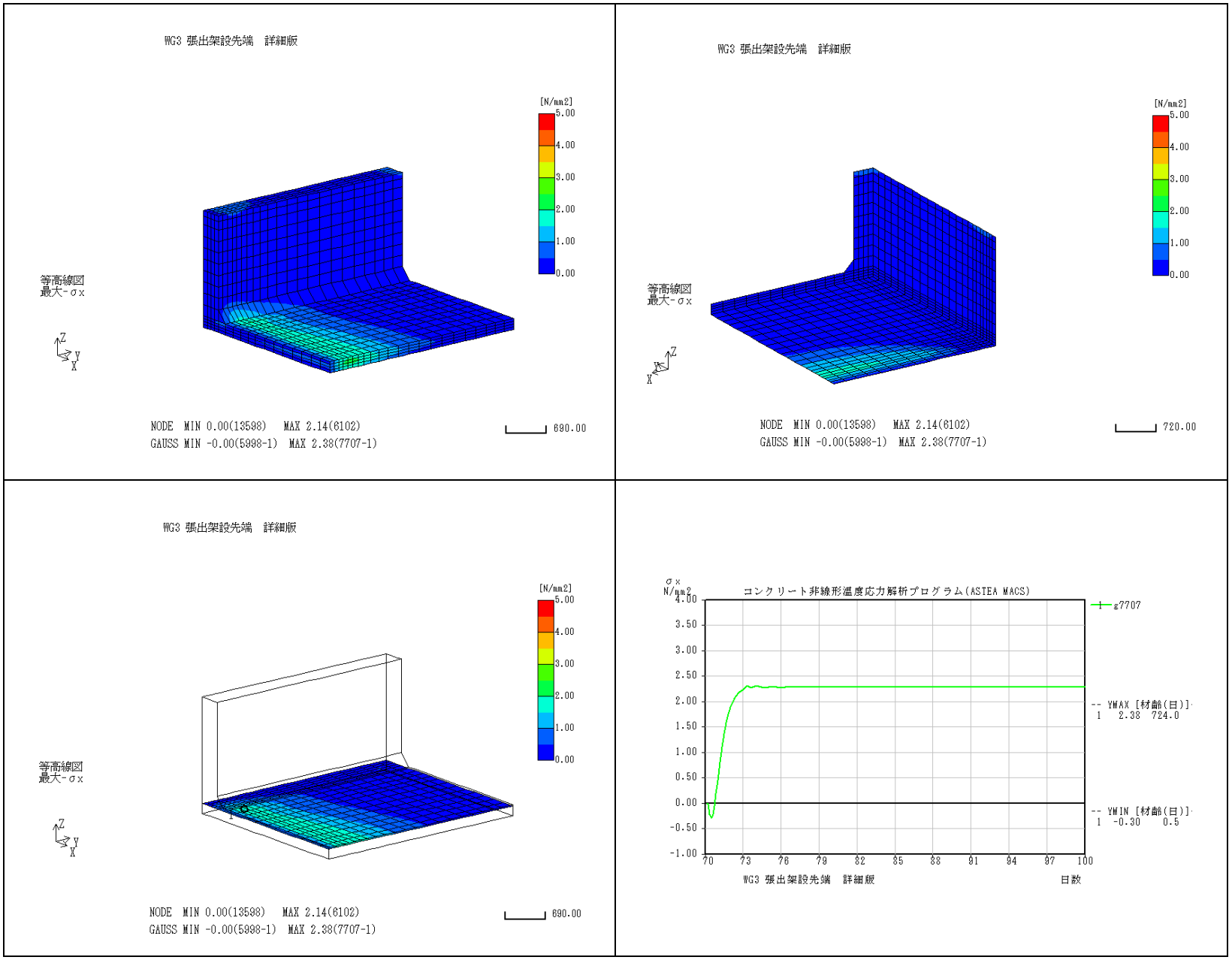




参表-3.8.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

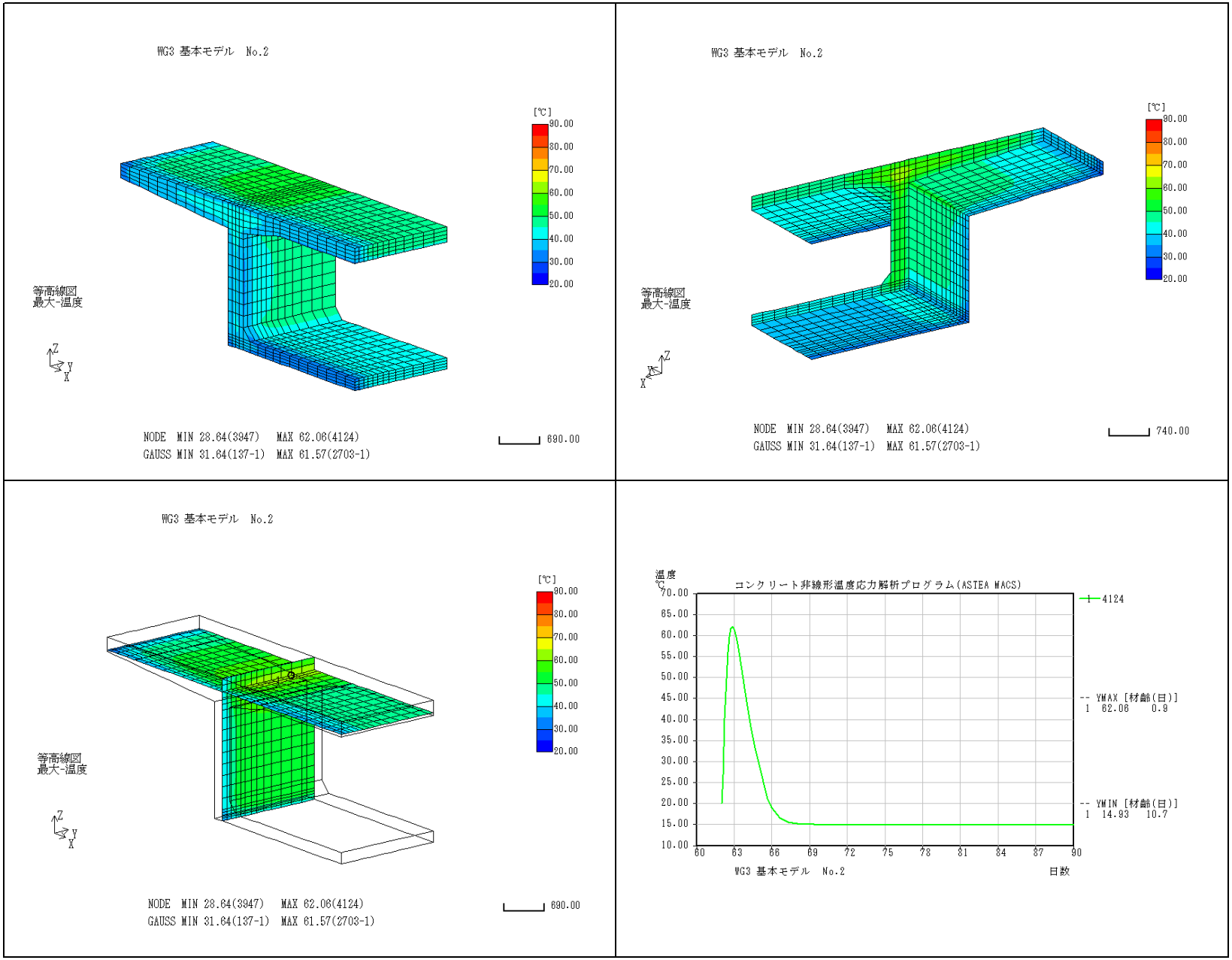


参表-3.8.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

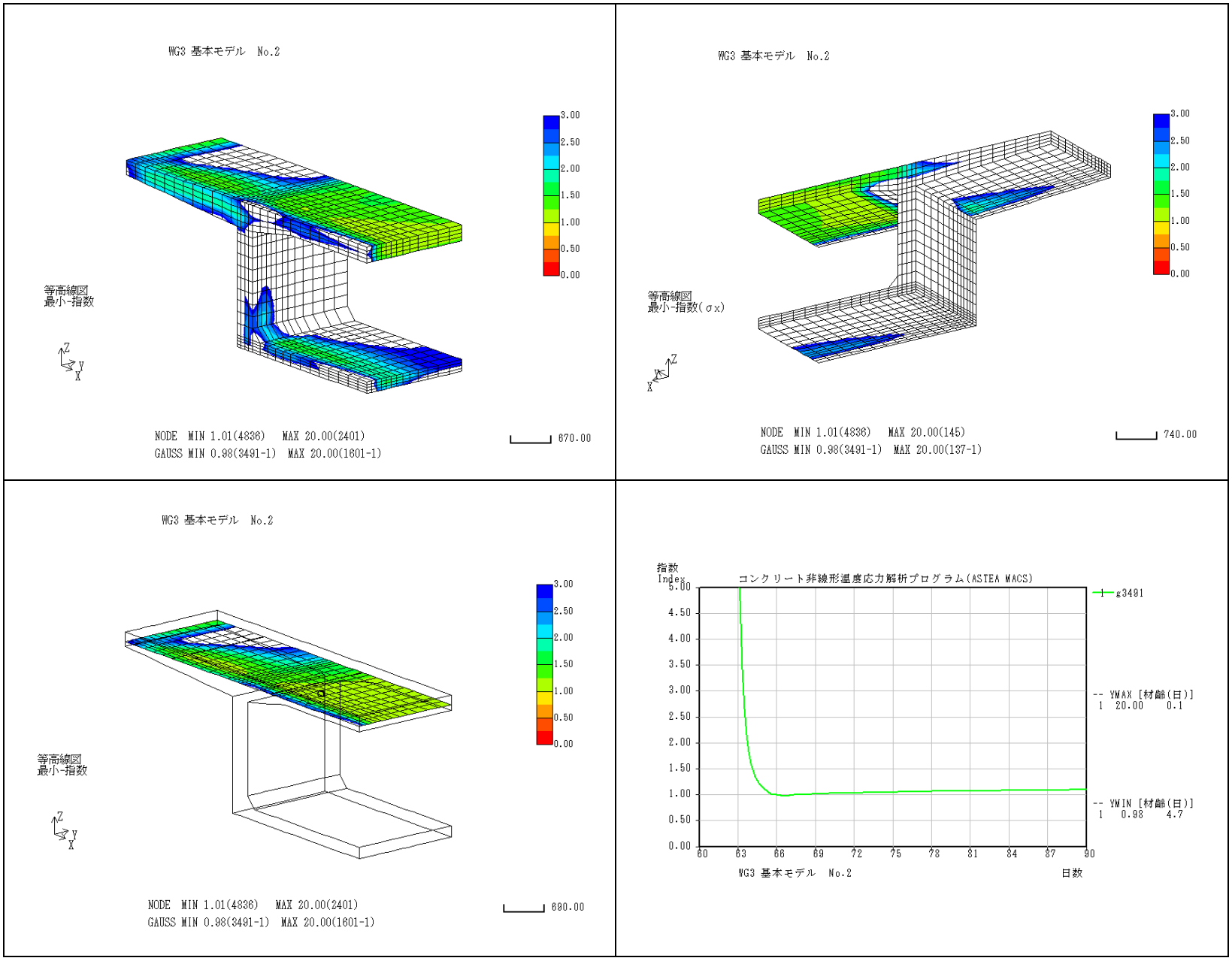


9. 中央閉合モデル(d-1-2)

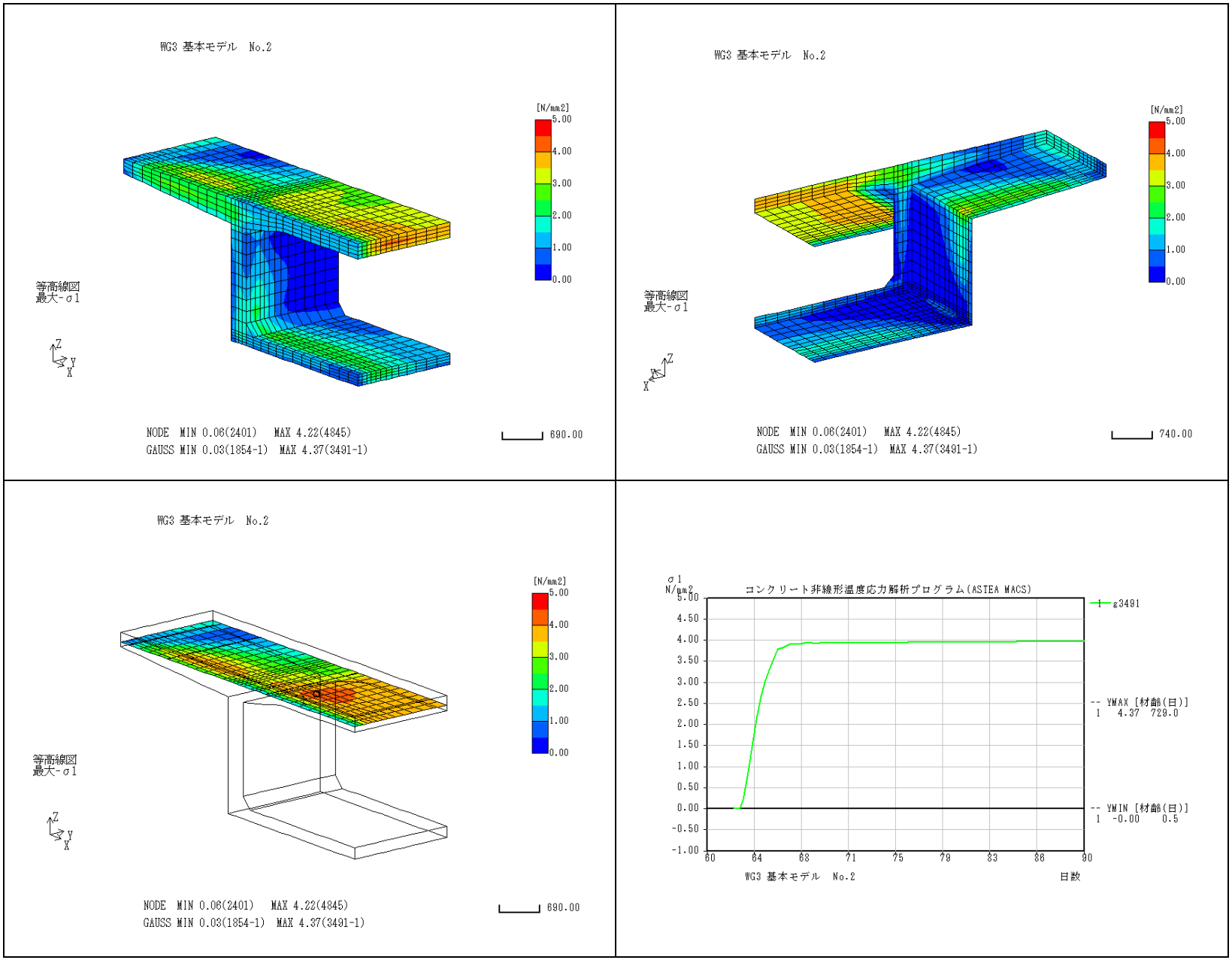
参表-3.9.1 温度結果



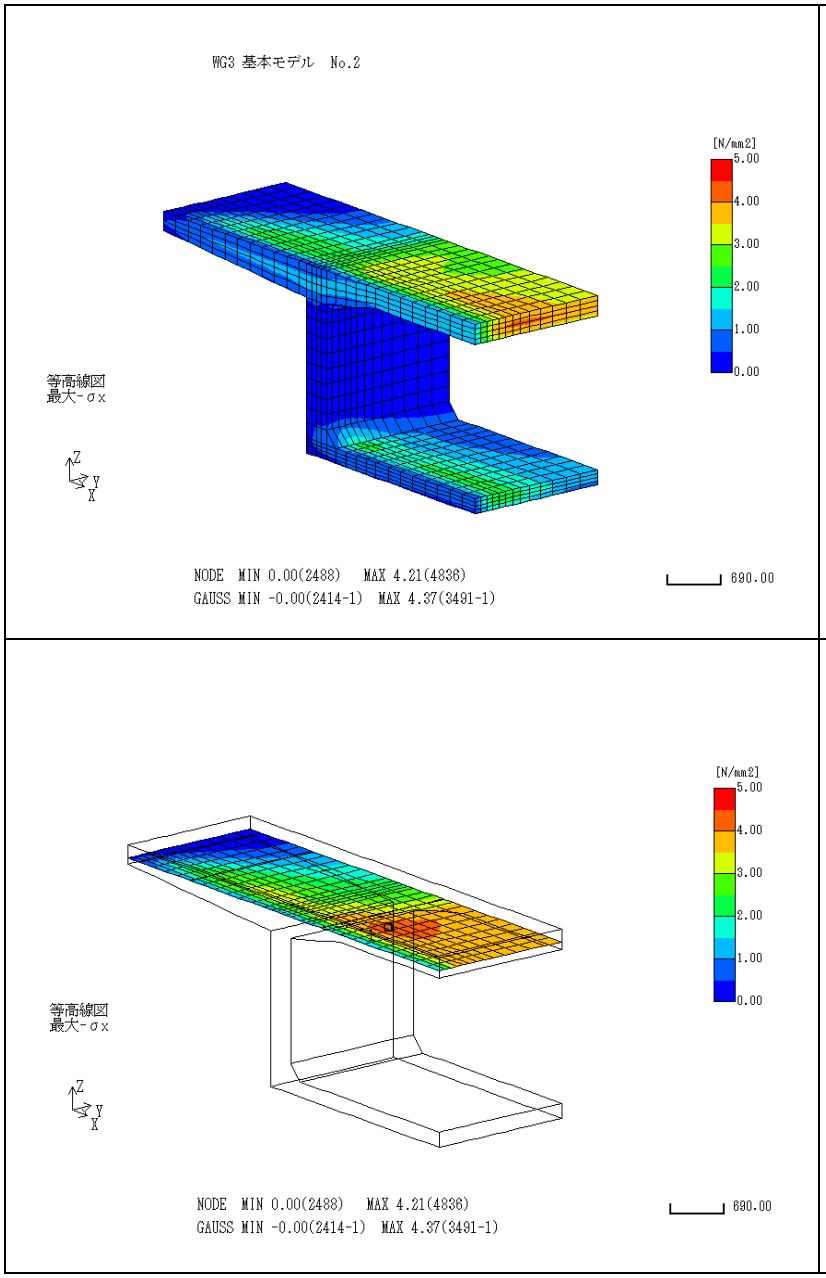
参表-3.9.2 指数結果


WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.01(4836) MAX 20.00(2401)
GAUSS MIN 0.98(3491-1) MAX 20.00(1601-1)
670.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数(σx)
NODE MIN 1.01(4836) MAX 20.00(145)
GAUSS MIN 0.98(3491-1) MAX 20.00(137-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.01(4836) MAX 20.00(2401)
GAUSS MIN 0.98(3491-1) MAX 20.00(1601-1)
690.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g3491
-- YMAX [材齢(日)]
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]
1 0.98 4.7
WG3 基本モデル No.2
日数

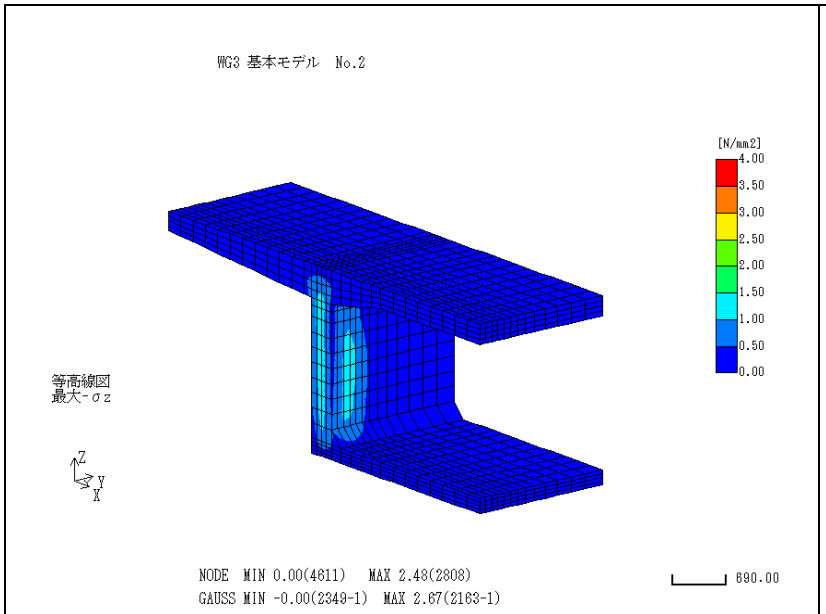
参表-3.9.3 主応力結果

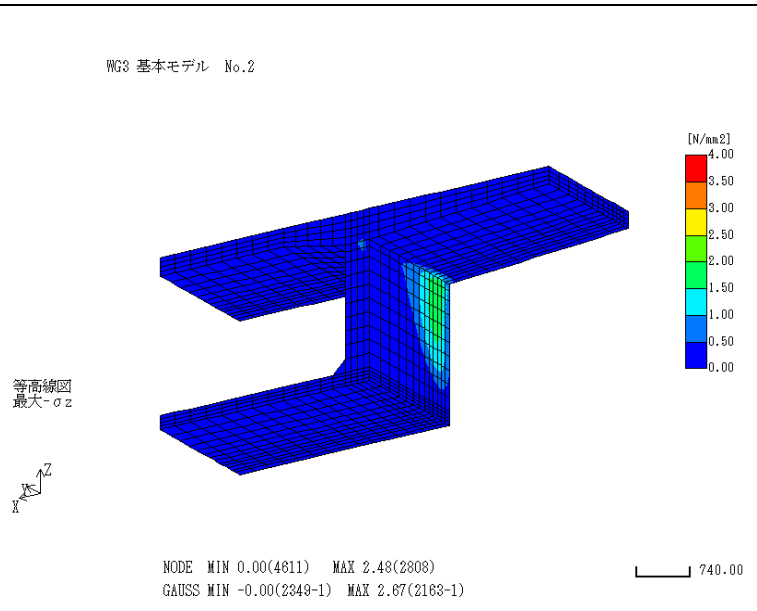

WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.06(2401) MAX 4.22(4845)
GAUSS MIN 0.03(1854-1) MAX 4.37(3491-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
X
NODE MIN 0.06(2401) MAX 4.22(4845)
GAUSS MIN 0.03(1854-1) MAX 4.37(3491-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
[N/mm2]
5.00
4.00
3.00
2.00
1.00
0.00
等高線図
最大-σ1
Z
Y
X
NODE MIN 0.06(2401) MAX 4.22(4845)
GAUSS MIN 0.03(1854-1) MAX 4.37(3491-1)
690.00
σ1
N/mm2
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASIEA MACS)
5.00
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
-0.50
-1.00
60
64
68
71
75
79
83
86
90
WG3 基本モデル No.2
日数
g3491
-- YMAX [材齢(日)]
1 4.37 729.0
-- YMIN [材齢(日)]
1 -0.00 0.5

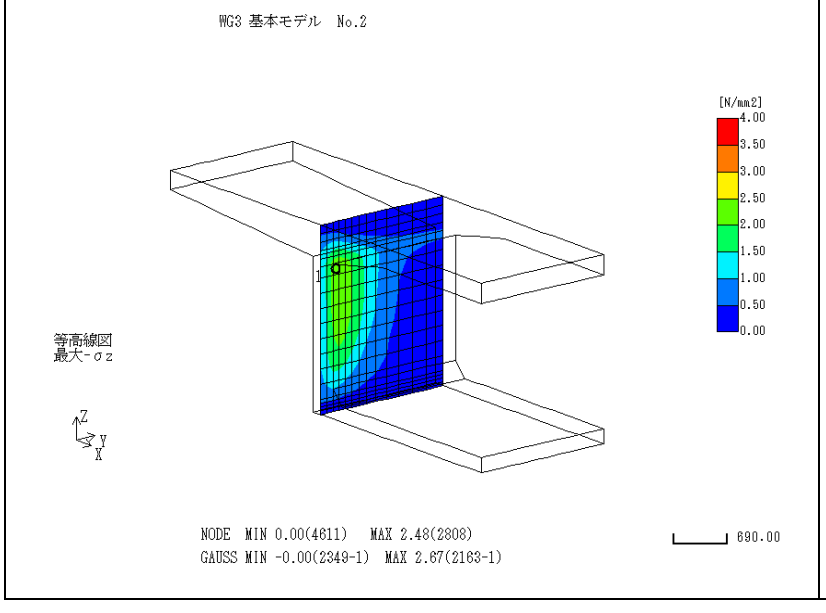
参表-3.9.4 上床版着目　成分応力(σx)結果

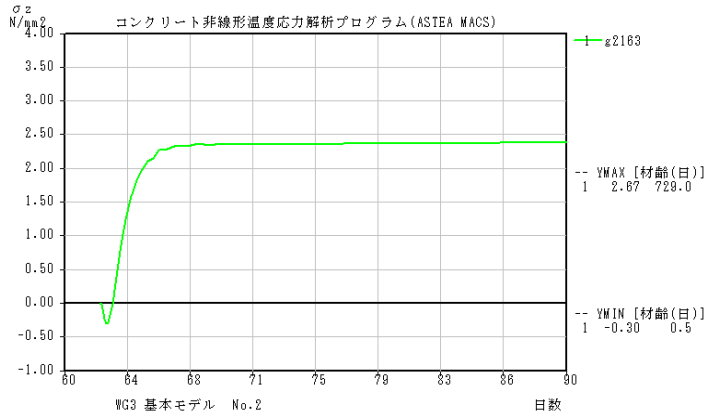


参表-3.9.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

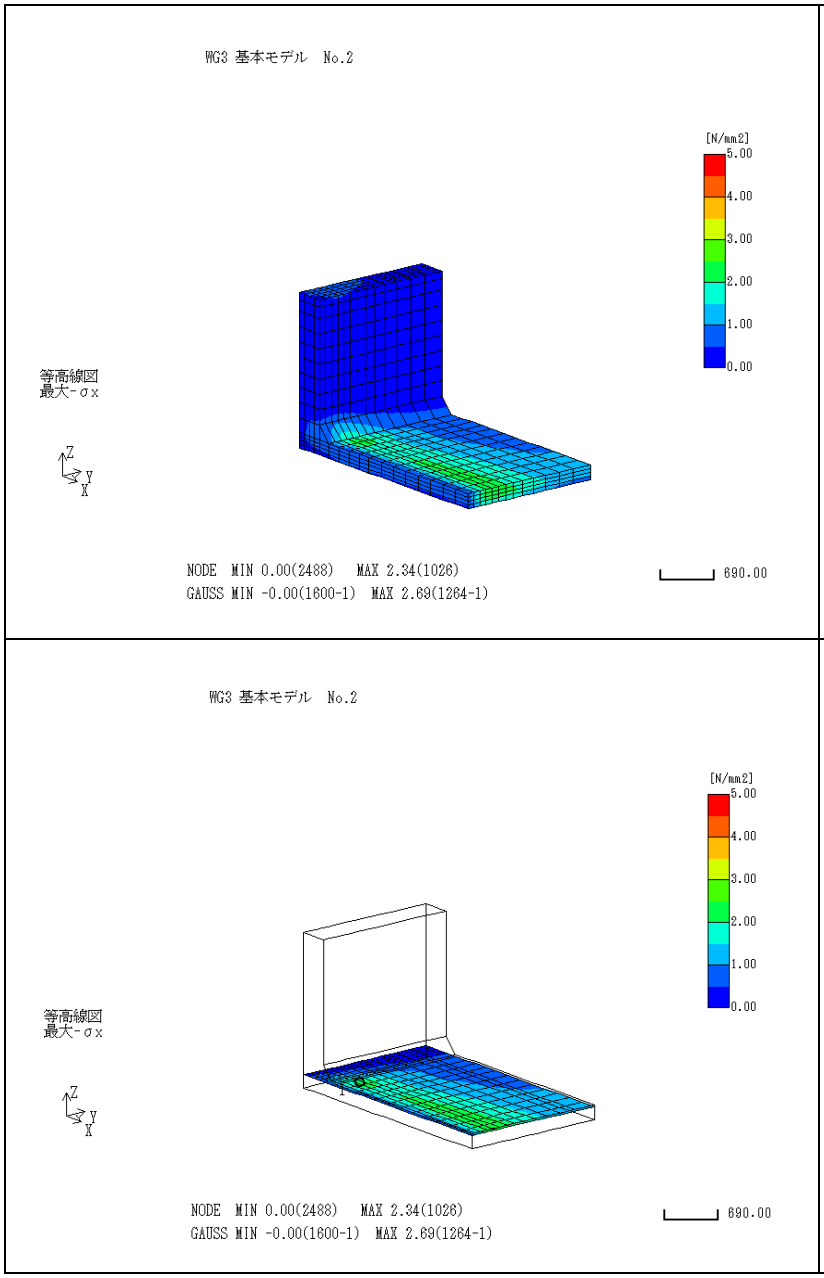




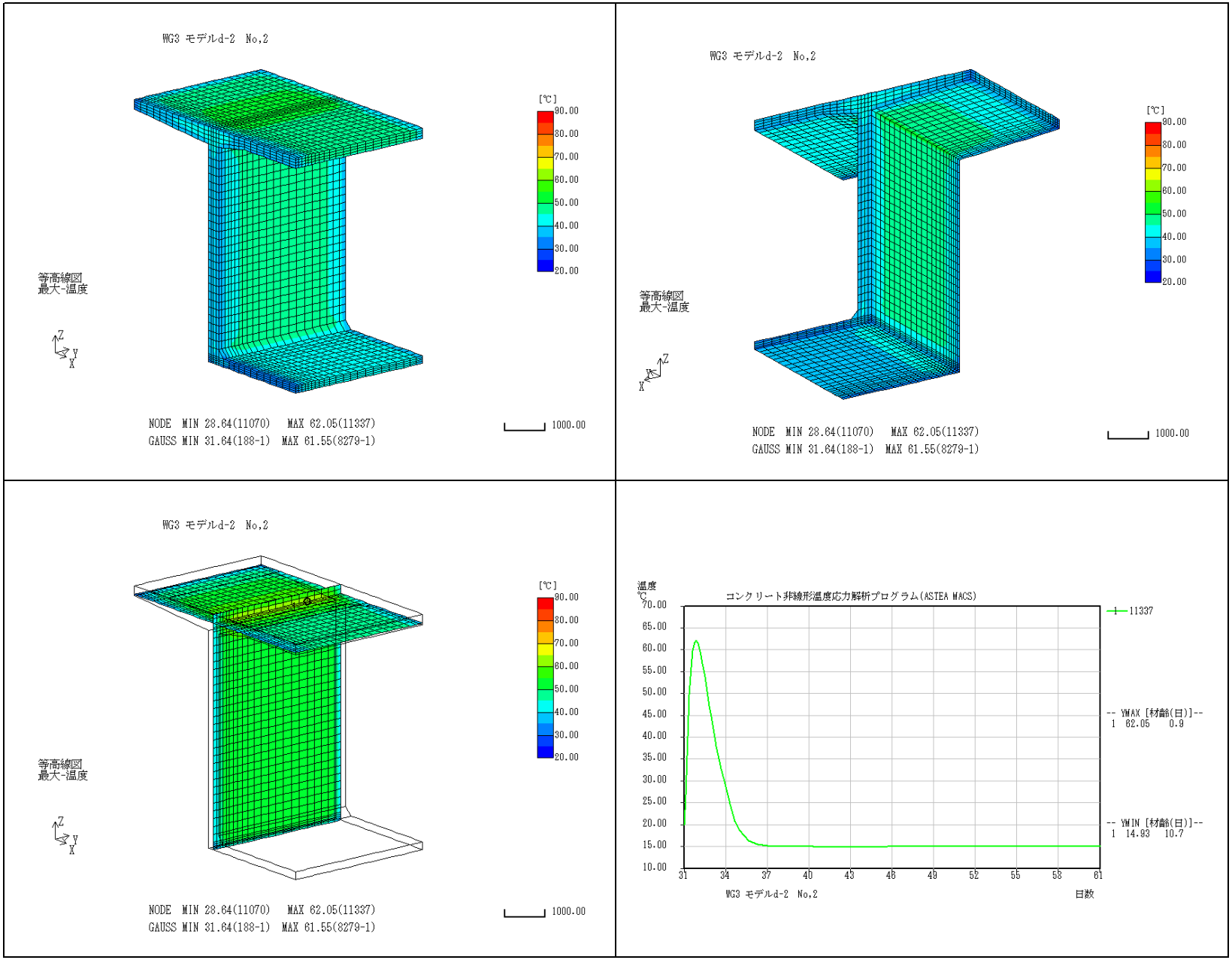




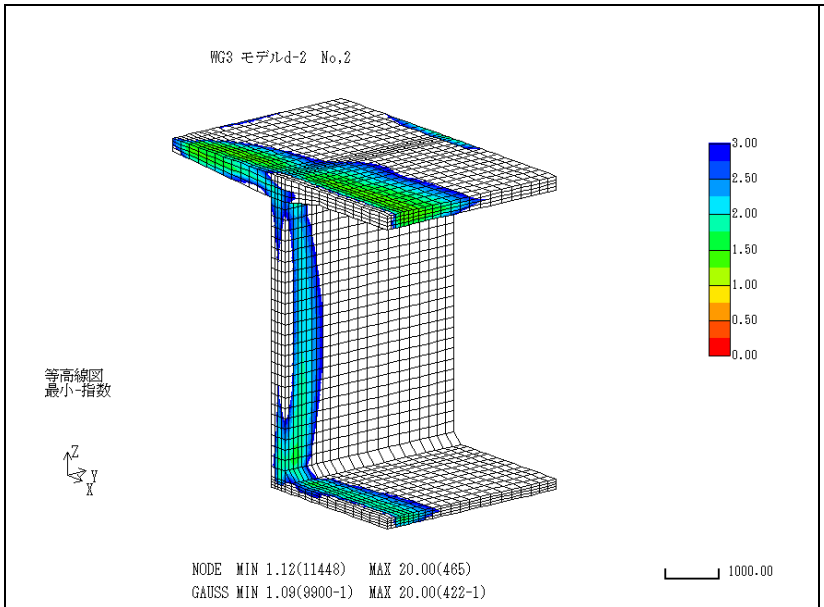
参表-3.9.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

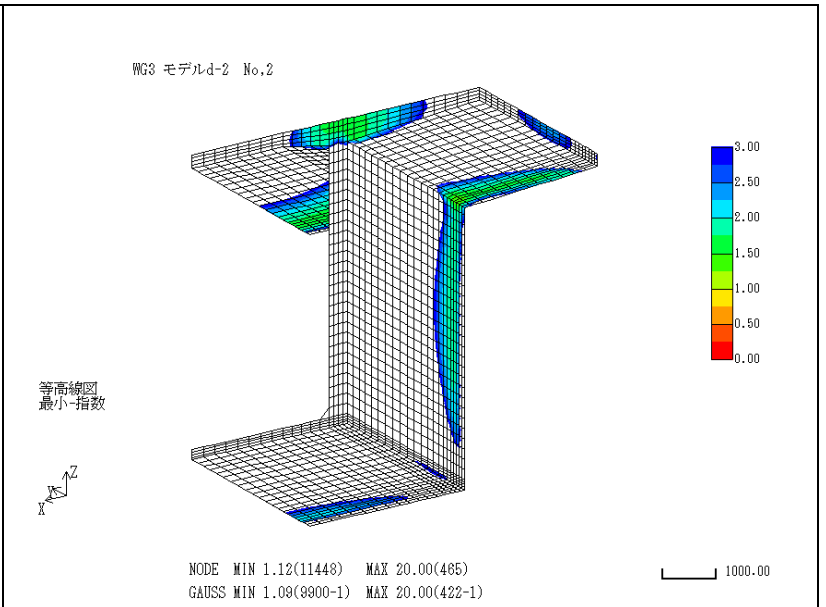


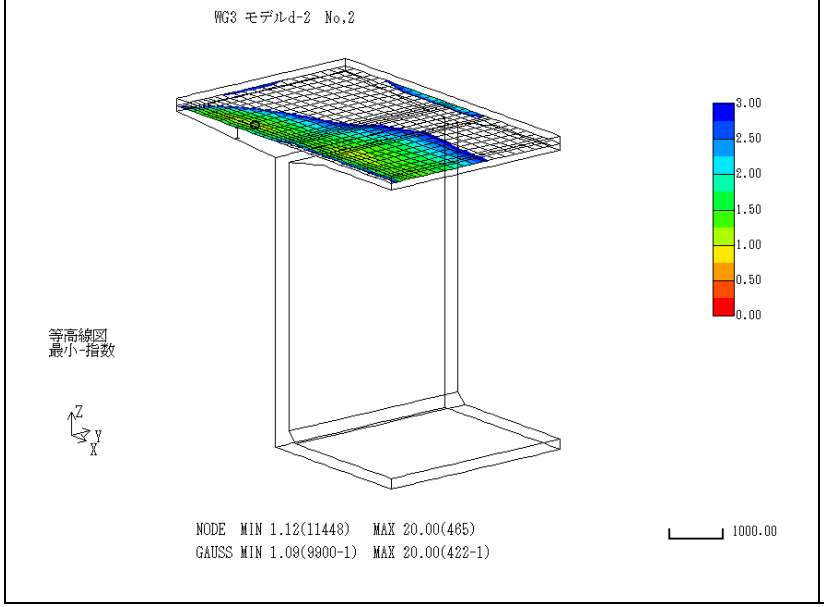
参表-3.10.1 温度結果

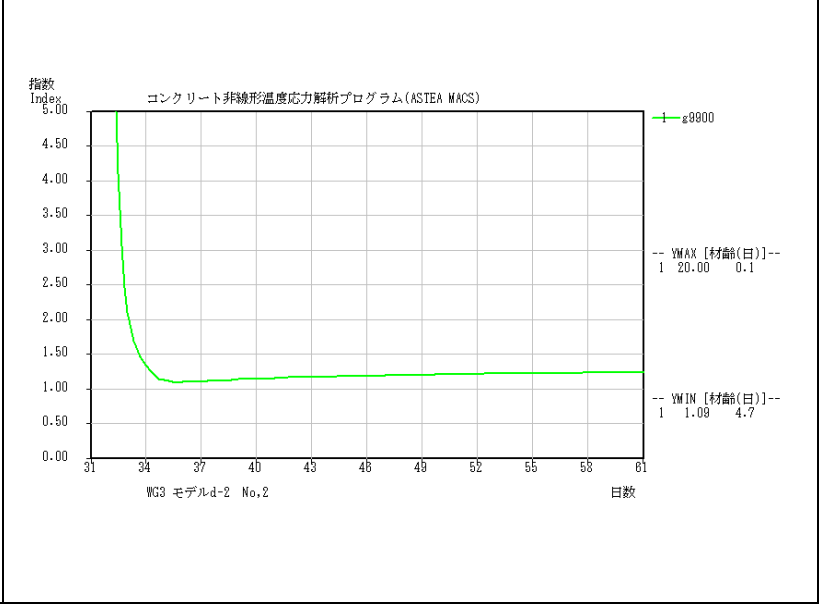

WG3 モデルd-2 No,2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 28.64(11070) MAX 62.05(11337)
GAUSS MIN 31.64(188-1) MAX 61.55(8279-1)
1000.00
WG3 モデルd-2 No,2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 28.64(11070) MAX 62.05(11337)
GAUSS MIN 31.64(188-1) MAX 61.55(8279-1)
1000.00
WG3 モデルd-2 No,2
[℃]
90.00
80.00
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
等高線図
最大-温度
Z
Y
X
NODE MIN 28.64(11070) MAX 62.05(11337)
GAUSS MIN 31.64(188-1) MAX 61.55(8279-1)
1000.00
温度
℃
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
70.00
65.00
60.00
55.00
50.00
45.00
40.00
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
31
34
37
40
43
46
49
52
55
58
61
11337
-- YMAX [材齢(日)]--
1 62.05 0.9
-- YMIN [材齢(日)]--
1 14.93 10.7
WG3 モデルd-2 No,2
日数

参表-3.10.2 指数結果

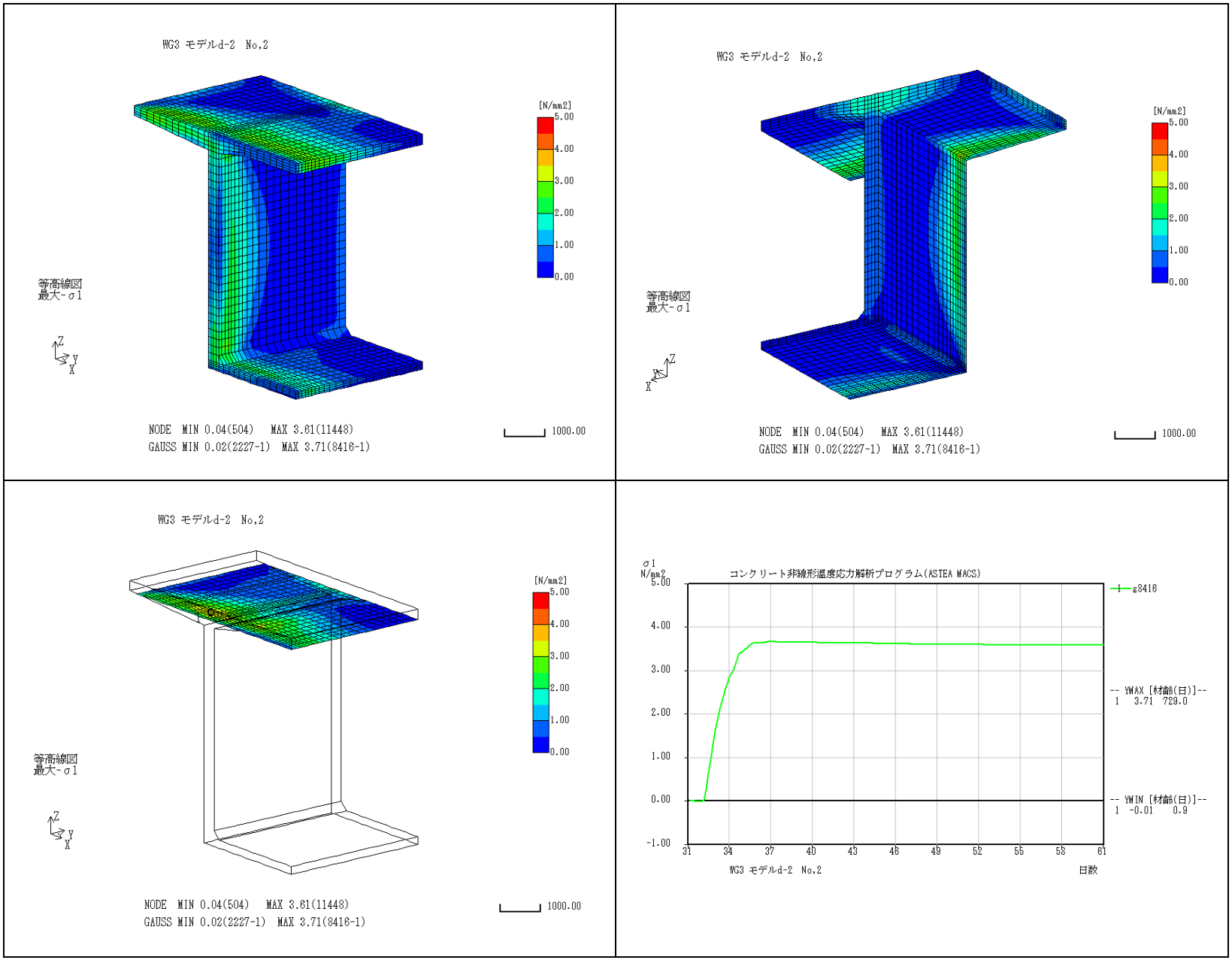

WG3 モデルd-2 No,2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.12(11448) MAX 20.00(465)
GAUSS MIN 1.09(9900-1) MAX 20.00(422-1)
1000.00


WG3 モデルd-2 No,2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.12(11448) MAX 20.00(465)
GAUSS MIN 1.09(9900-1) MAX 20.00(422-1)
1000.00

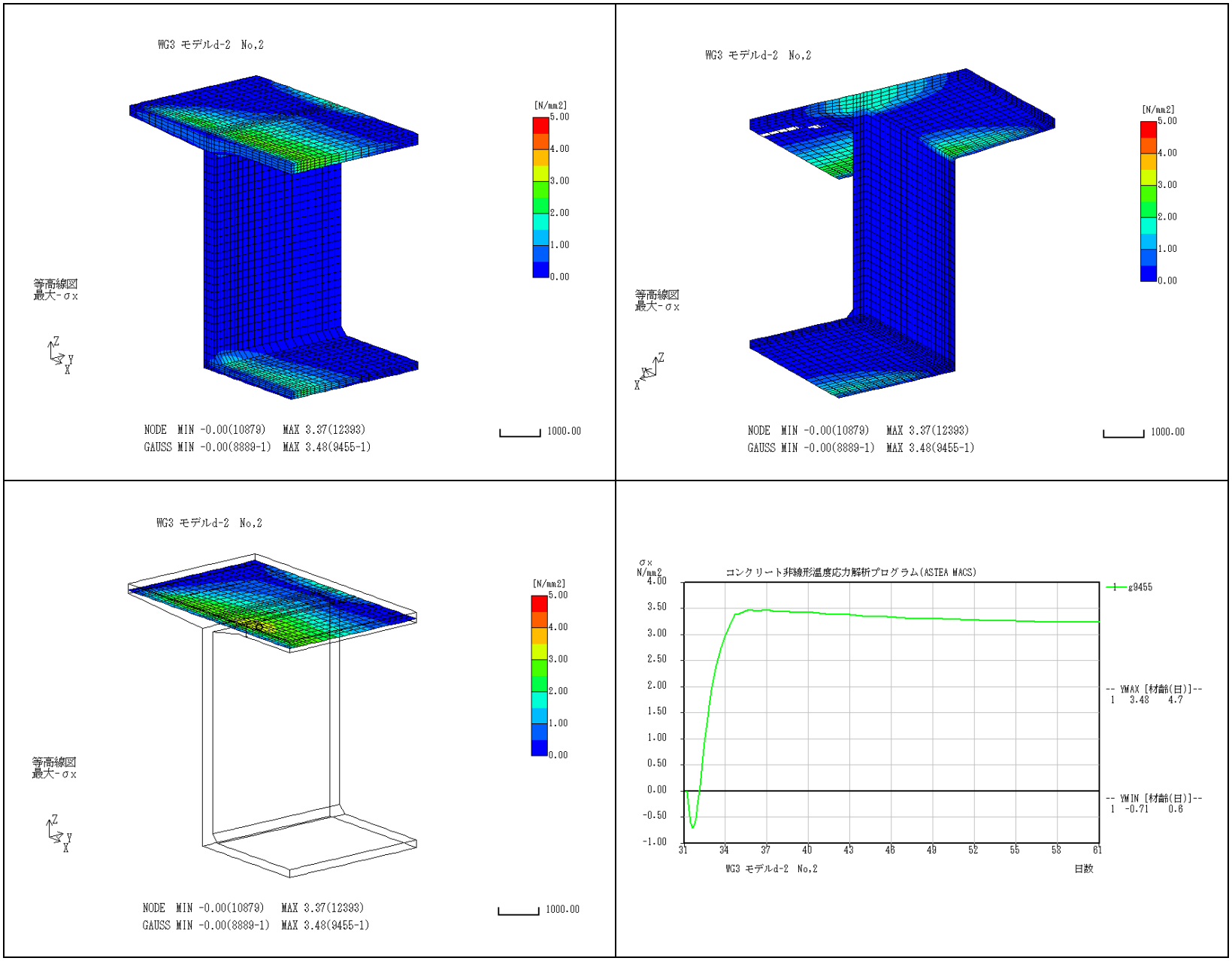

WG3 モデルd-2 No,2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.12(11448) MAX 20.00(465)
GAUSS MIN 1.09(9900-1) MAX 20.00(422-1)
1000.00


指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g9900
-- YMAX [材齢(日)]--
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]--
1 1.09 4.7
5.00
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
31
34
37
40
43
46
49
52
55
58
61
WG3 モデルd-2 No,2
日数

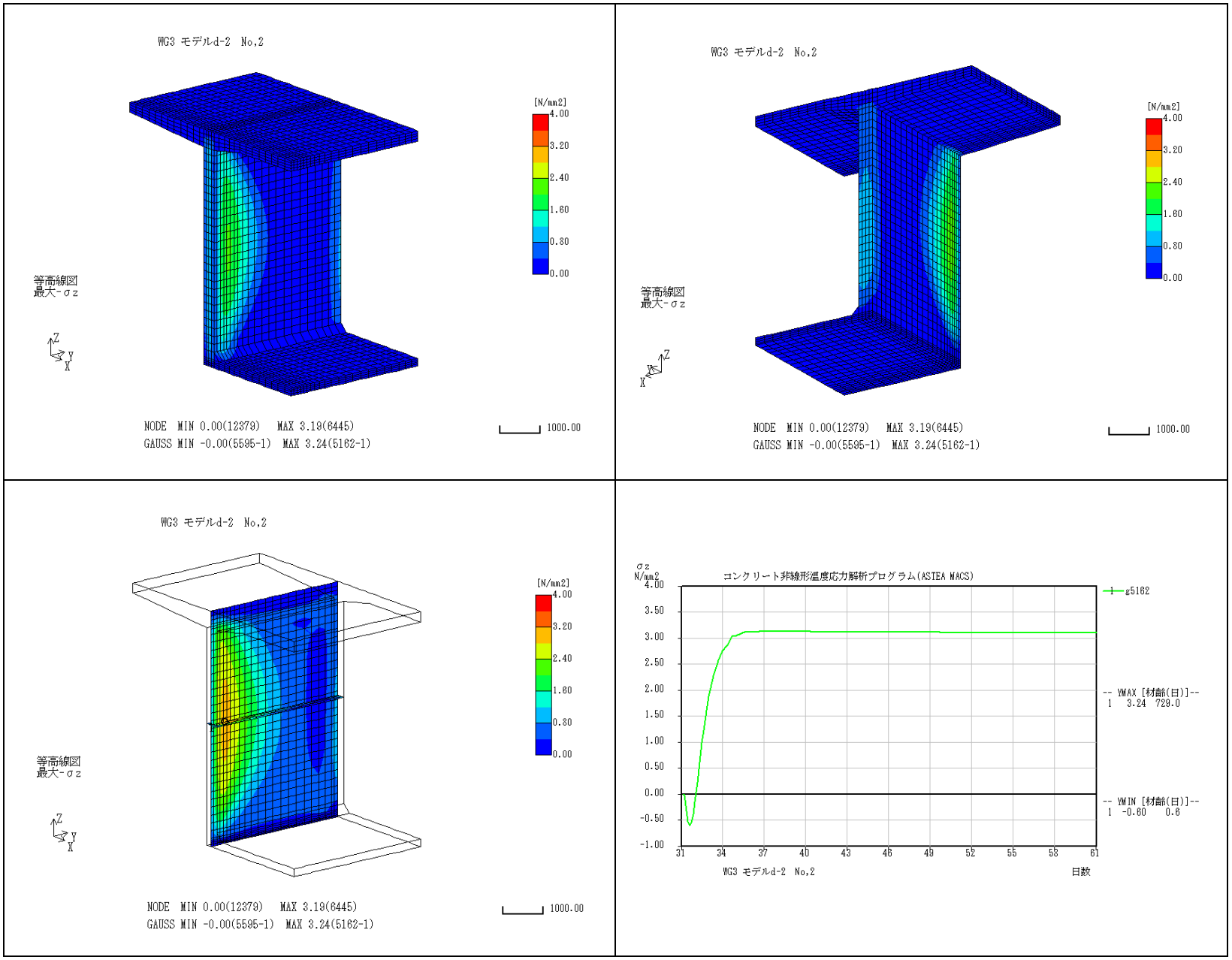
参表-3.10.3 主応力結果



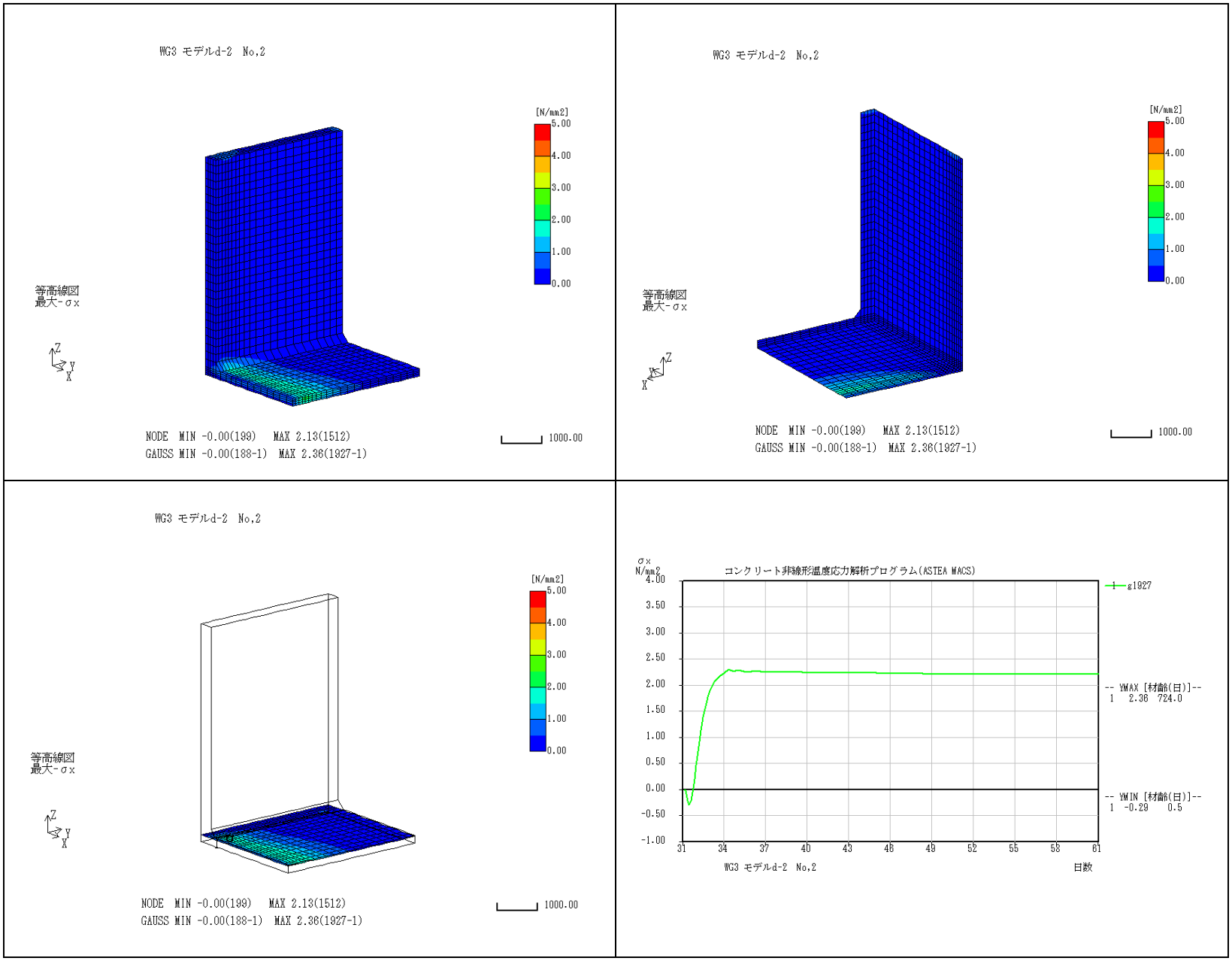
参表-3.10.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



参表-3.10.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

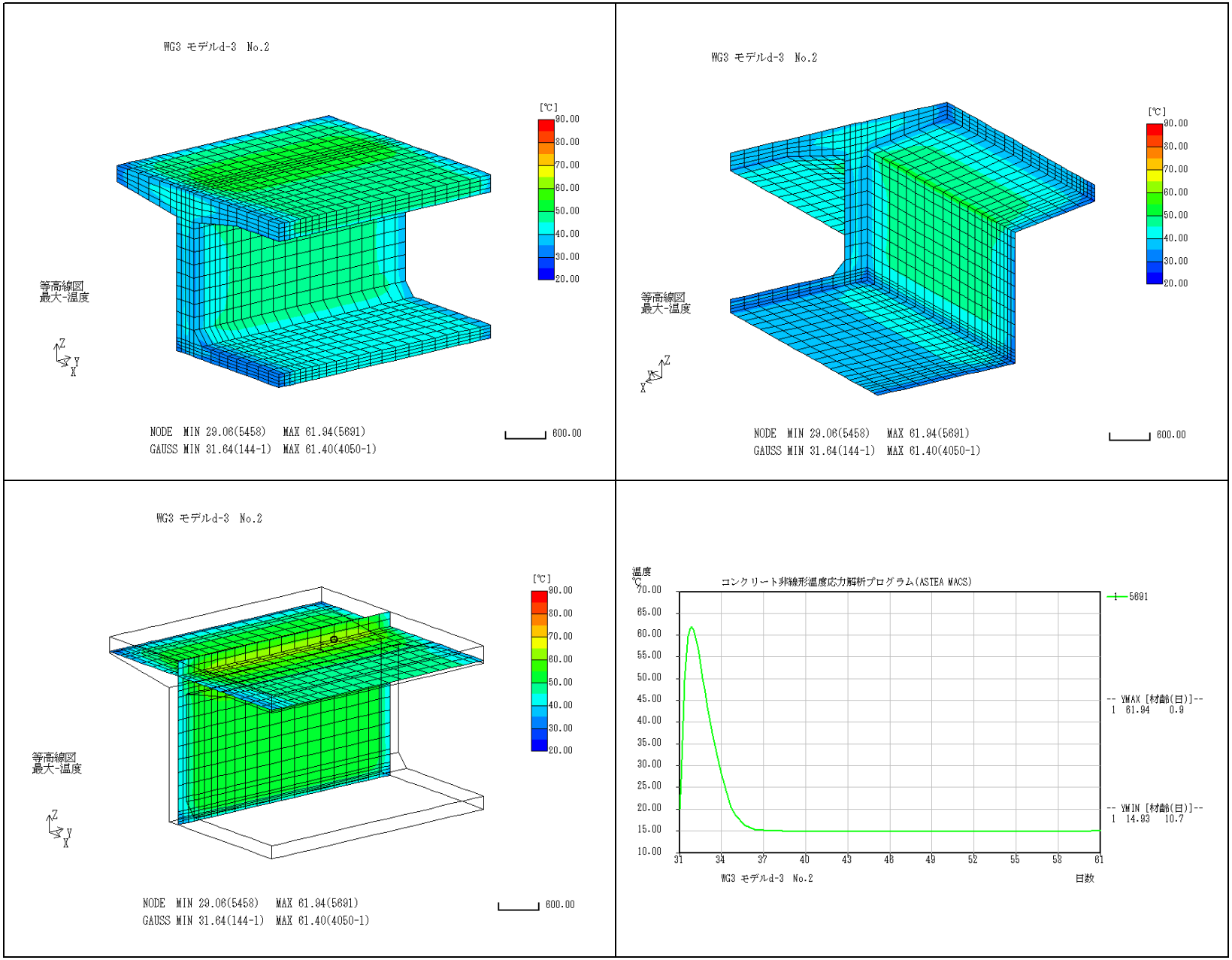


参表-3.10.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

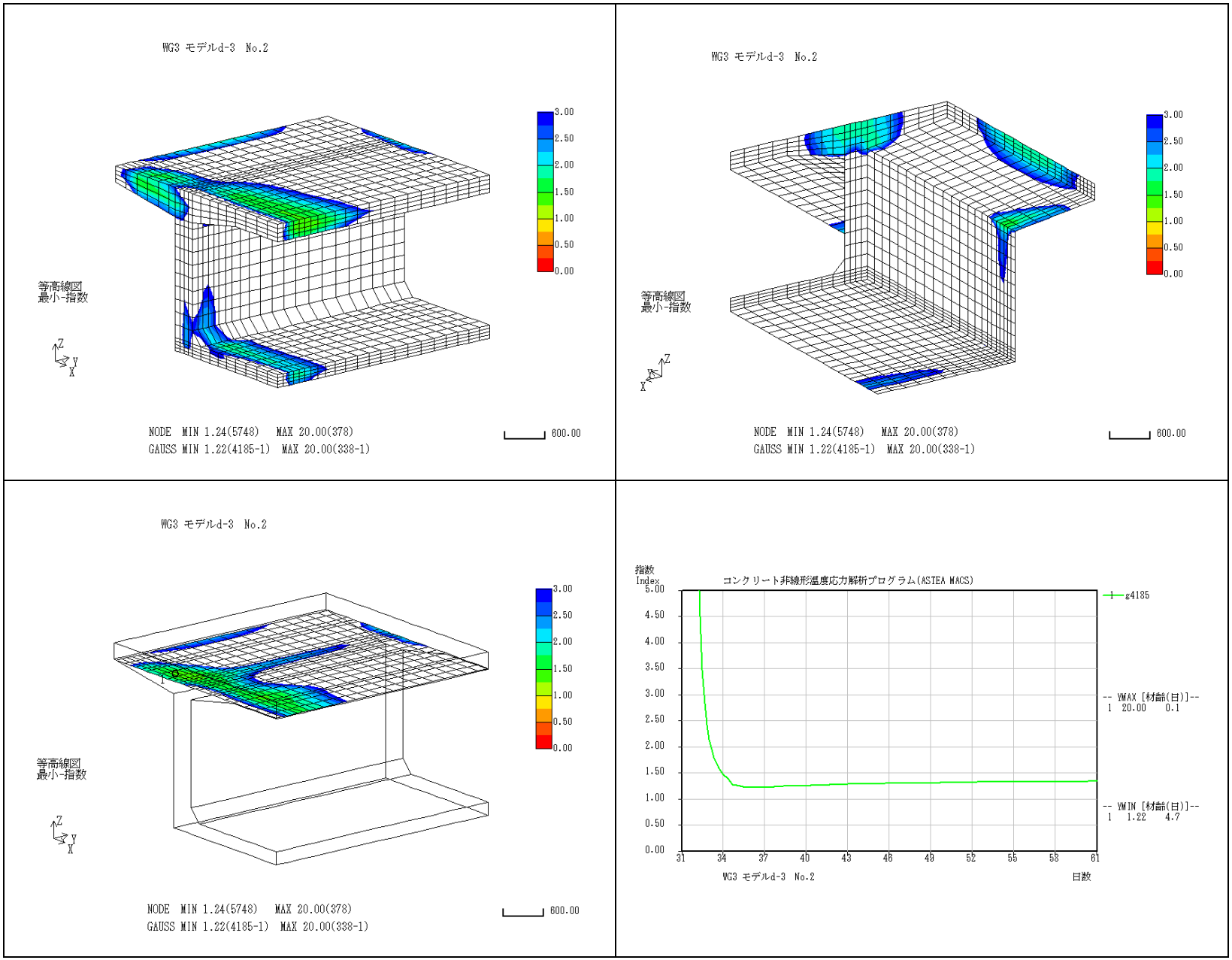


11. モデル3　幅員7.6m(d-3)

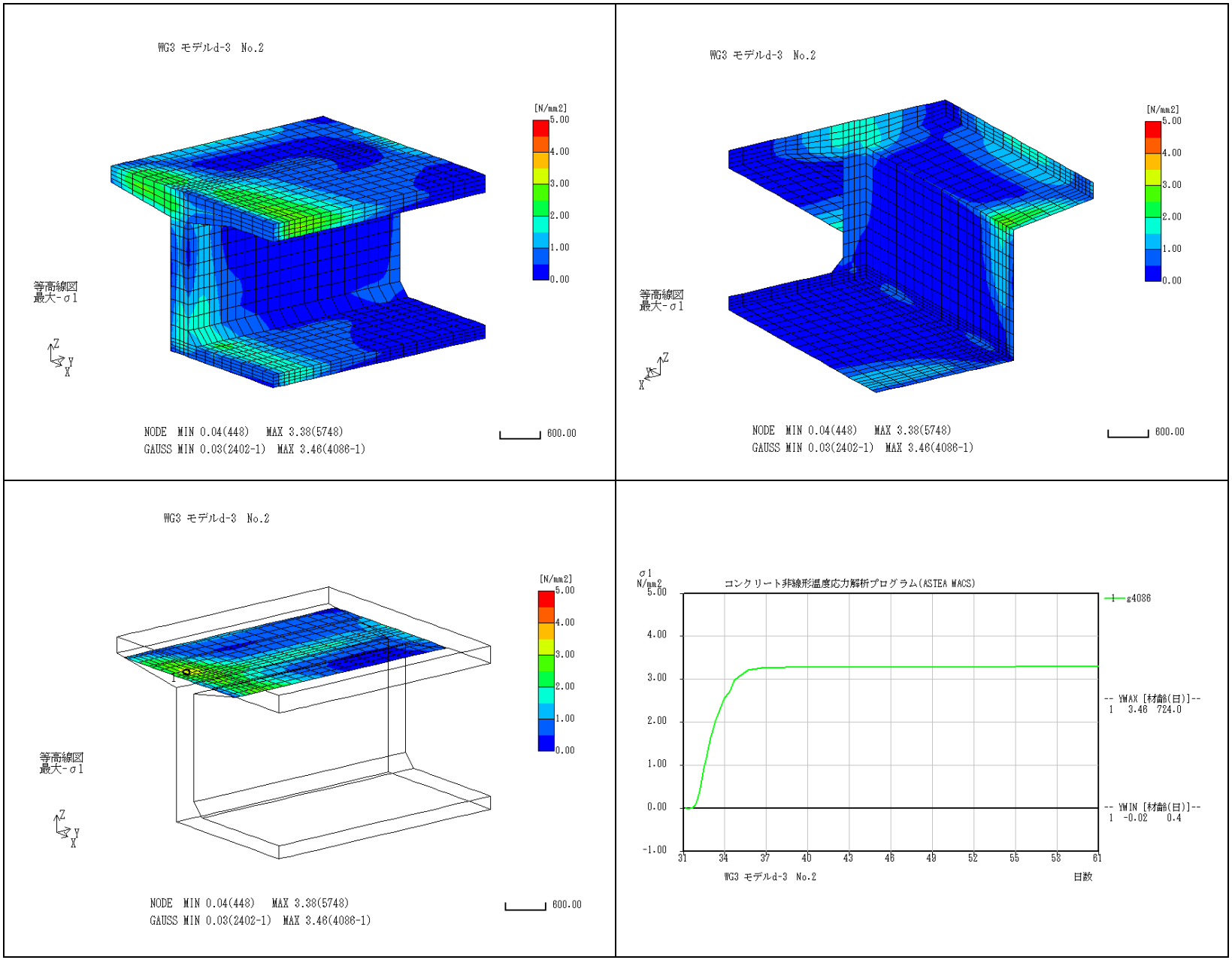
参表-3.11.1 温度結果



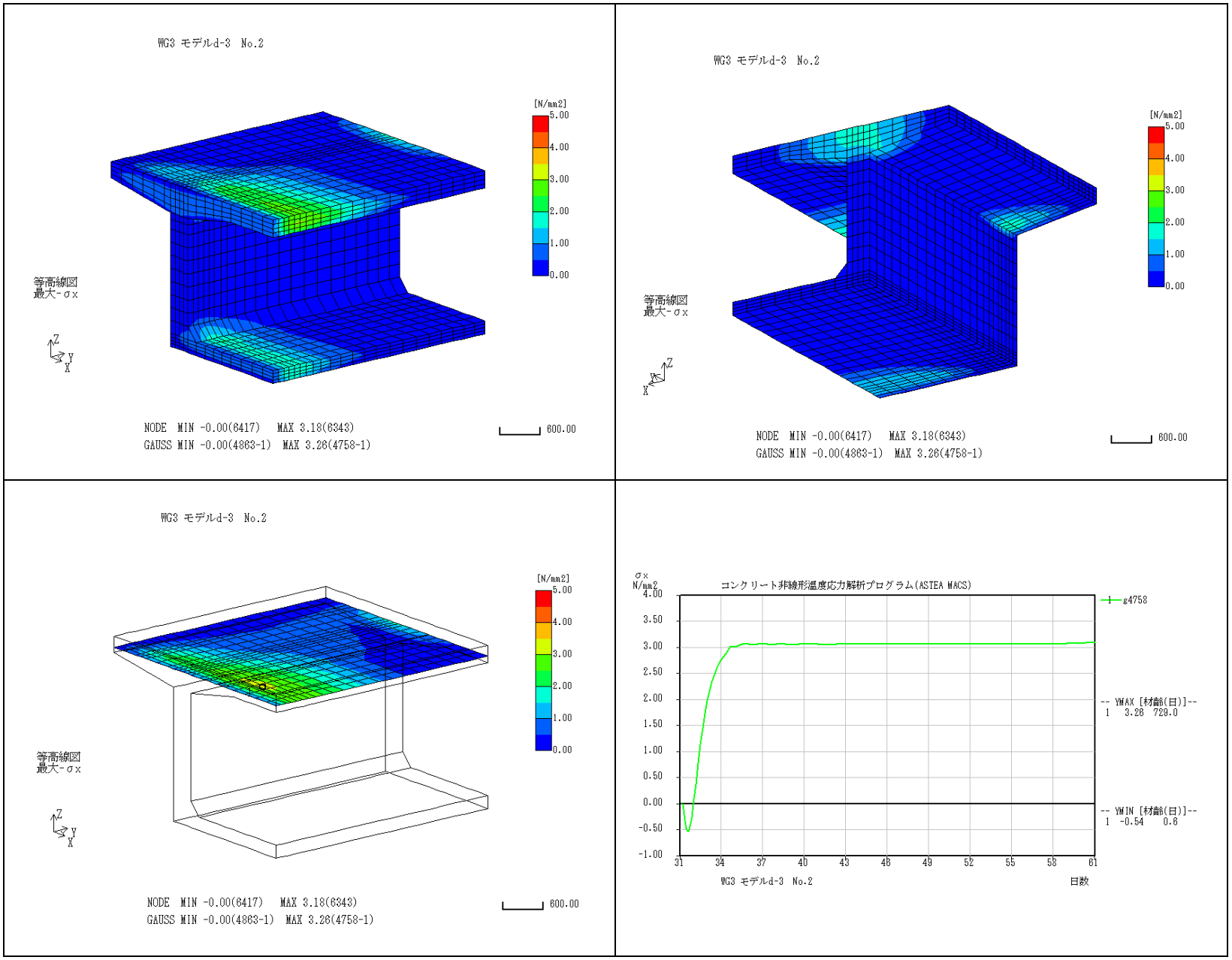
参表-3.11.2 指数結果


WG3 モデルd-3 No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.24(5748) MAX 20.00(378)
GAUSS MIN 1.22(4185-1) MAX 20.00(338-1)
600.00
WG3 モデルd-3 No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.24(5748) MAX 20.00(378)
GAUSS MIN 1.22(4185-1) MAX 20.00(338-1)
600.00
WG3 モデルd-3 No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.24(5748) MAX 20.00(378)
GAUSS MIN 1.22(4185-1) MAX 20.00(338-1)
600.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g4185
-- YMAX [材齢(日)]--
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]--
1 1.22 4.7
5.00
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
31
34
37
40
43
46
49
52
55
58
61
WG3 モデルd-3 No.2
日数

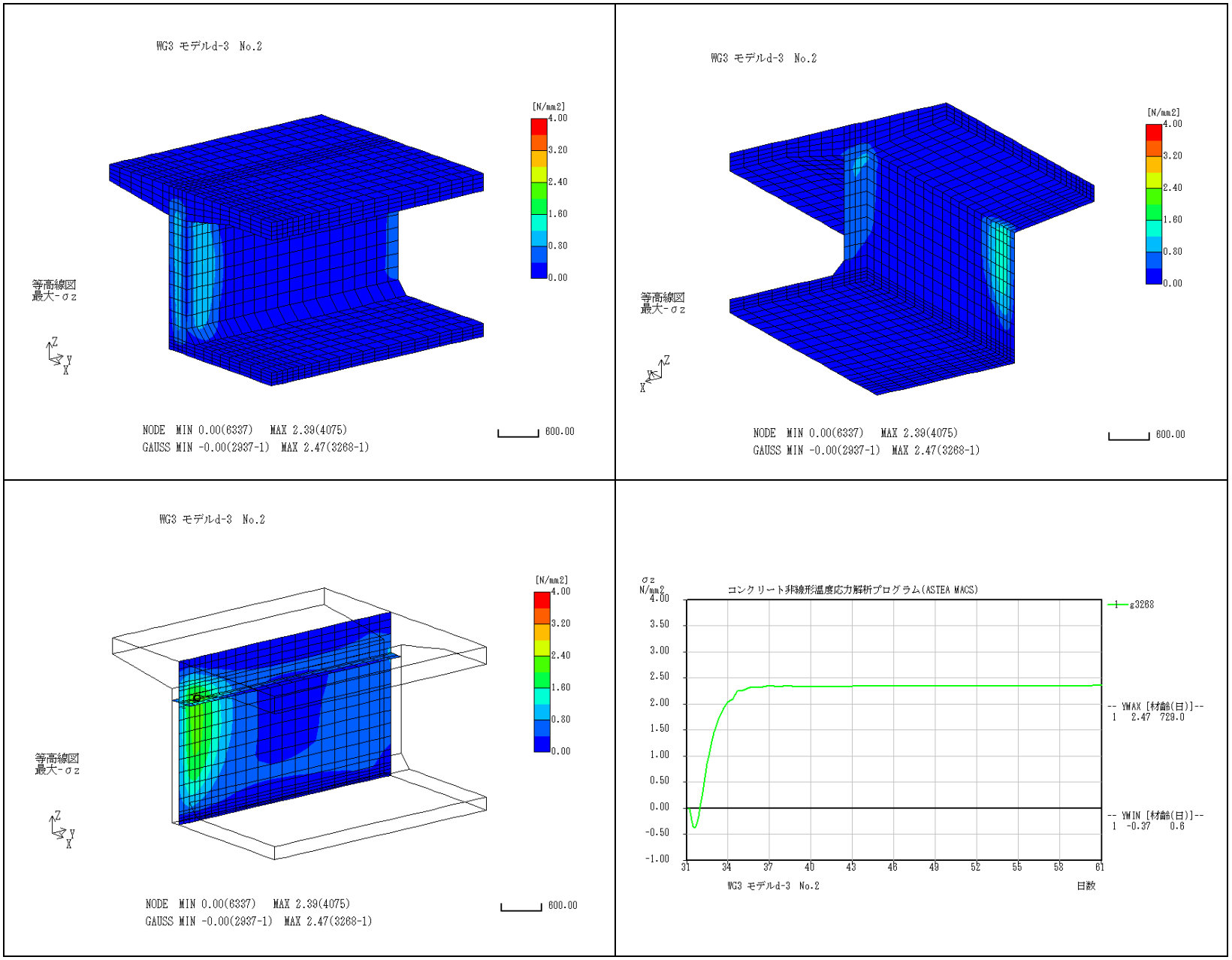
参表-3.11.3 主応力結果



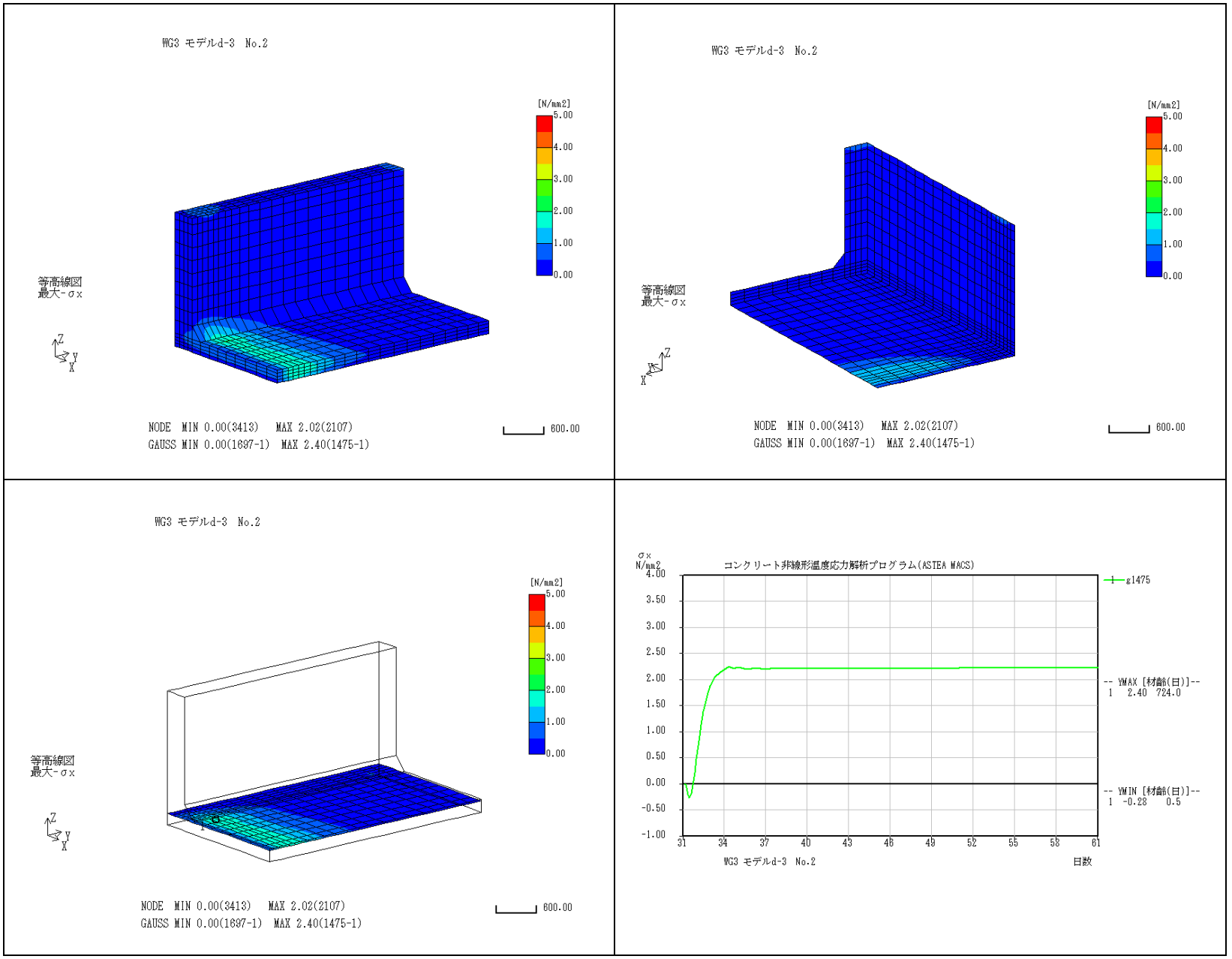
参表-3.11.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



参表-3.11.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

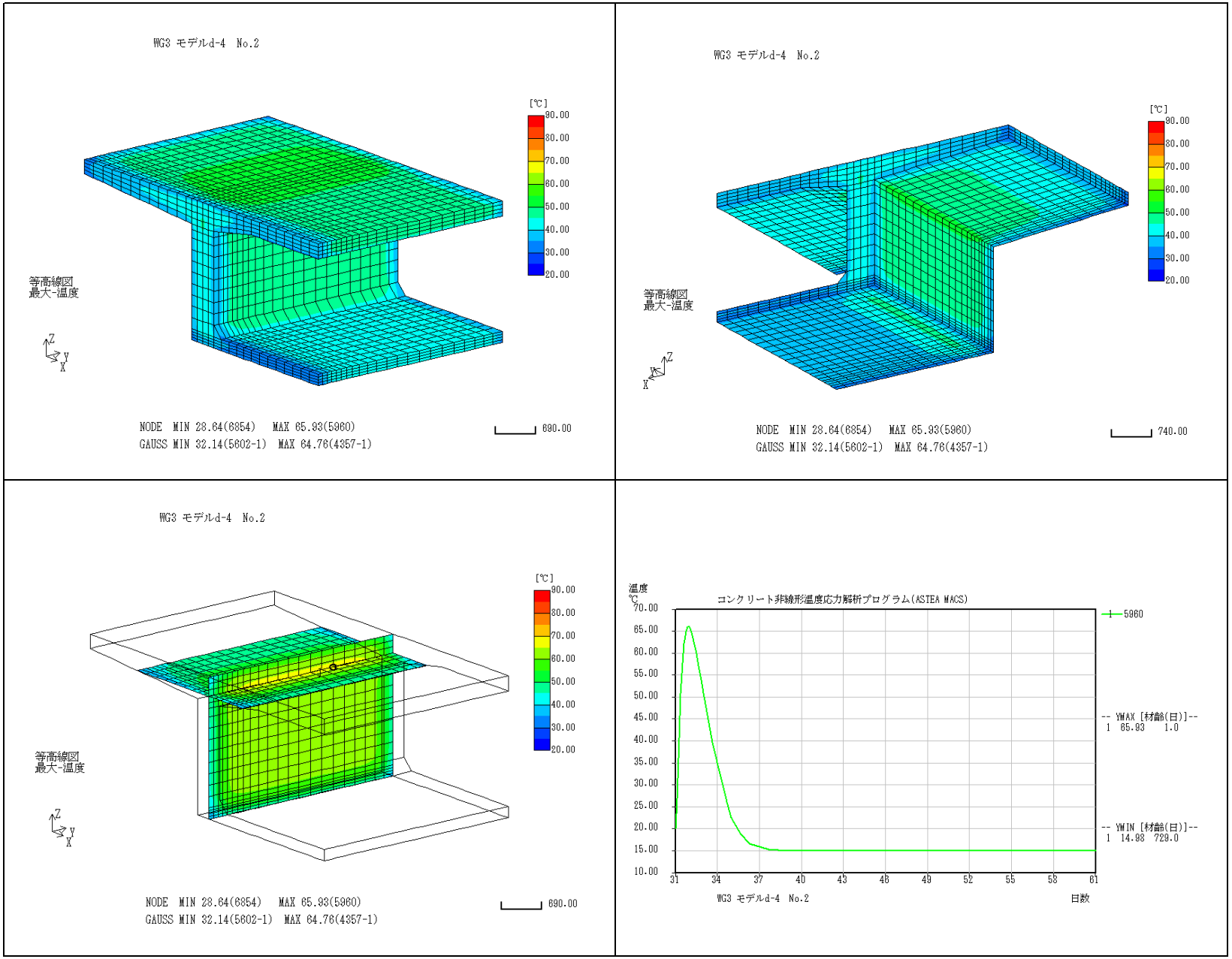


参表-3.11.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

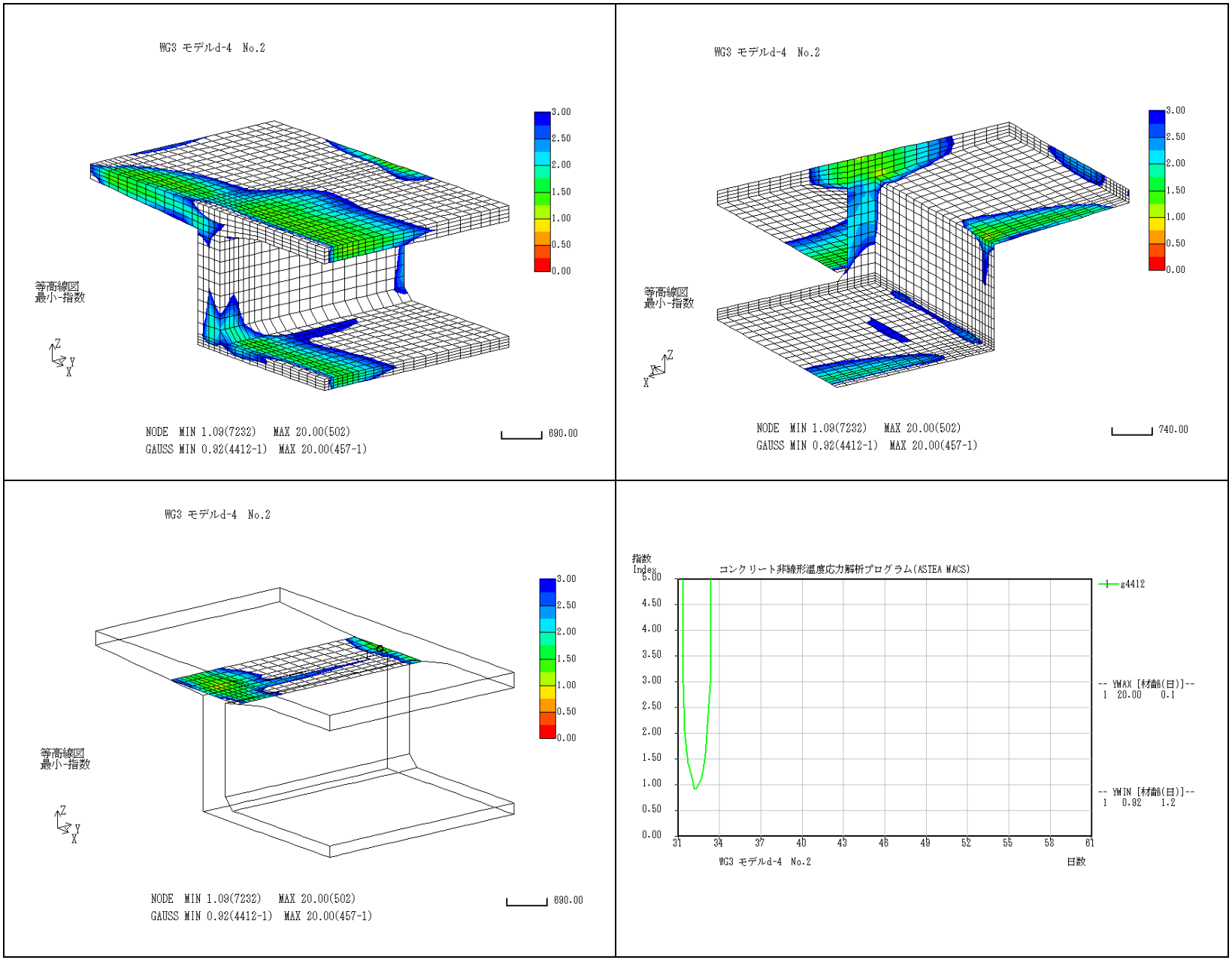


12. モデル4　ウェブ厚0.6m(d-4)

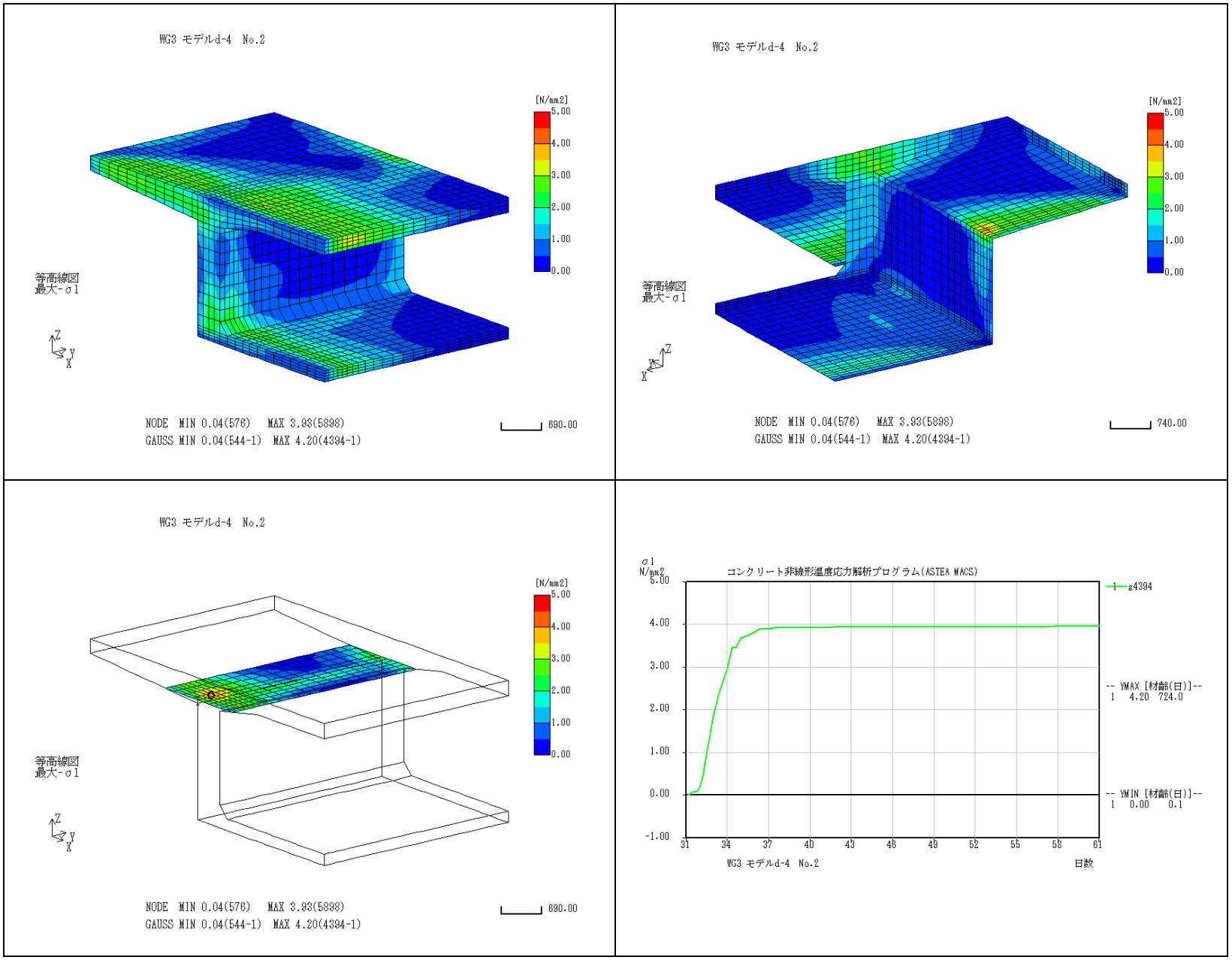
参表-3.12.1 温度結果



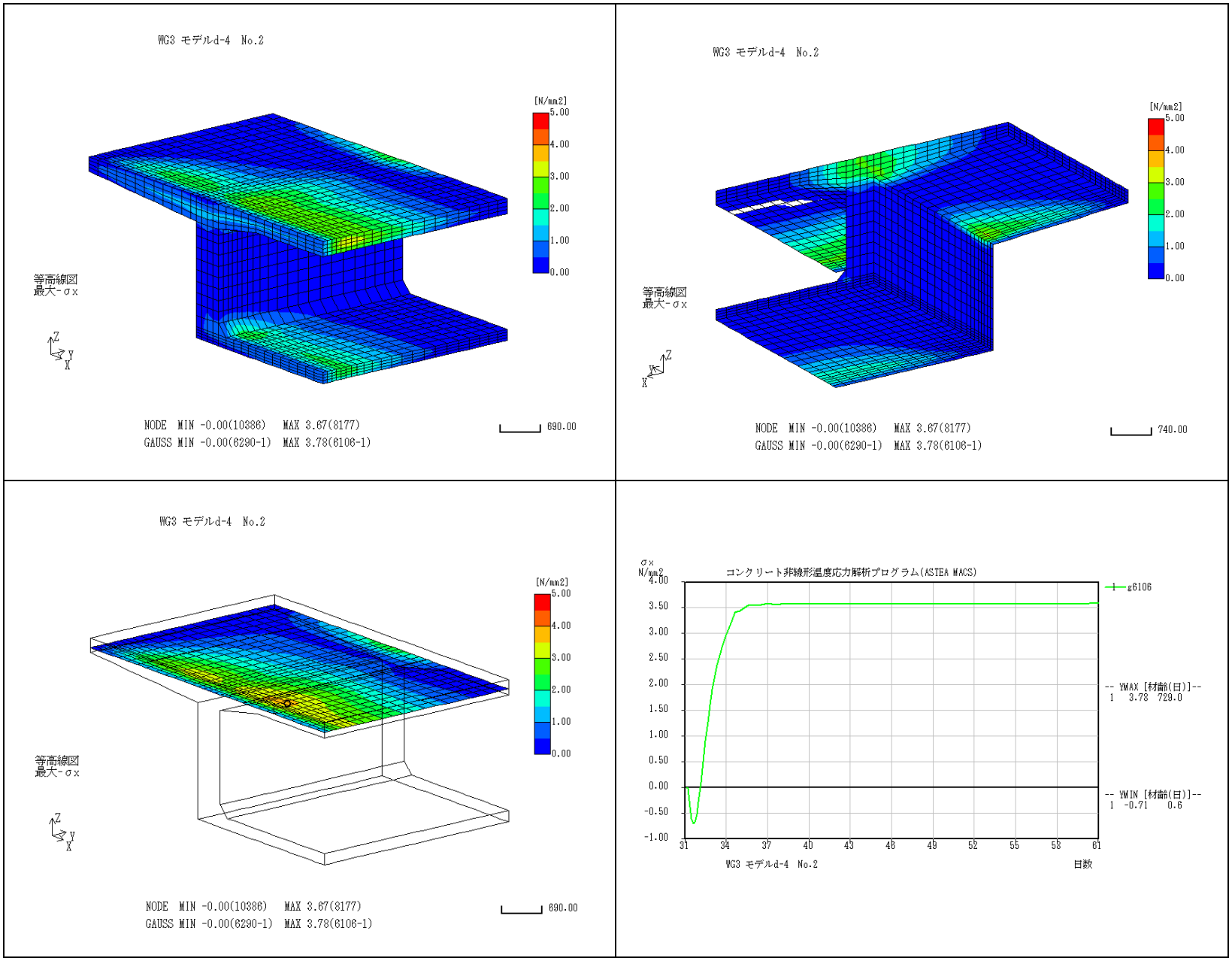
参表-3.12.2 指数結果


WG3 モデルd-4 No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.09(7232) MAX 20.00(502)
GAUSS MIN 0.92(4412-1) MAX 20.00(457-1)
690.00
WG3 モデルd-4 No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.09(7232) MAX 20.00(502)
GAUSS MIN 0.92(4412-1) MAX 20.00(457-1)
740.00
WG3 モデルd-4 No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.09(7232) MAX 20.00(502)
GAUSS MIN 0.92(4412-1) MAX 20.00(457-1)
690.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g4412
-- YMAX [材齢(日)]--
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]--
1 0.92 1.2
WG3 モデルd-4 No.2
日数

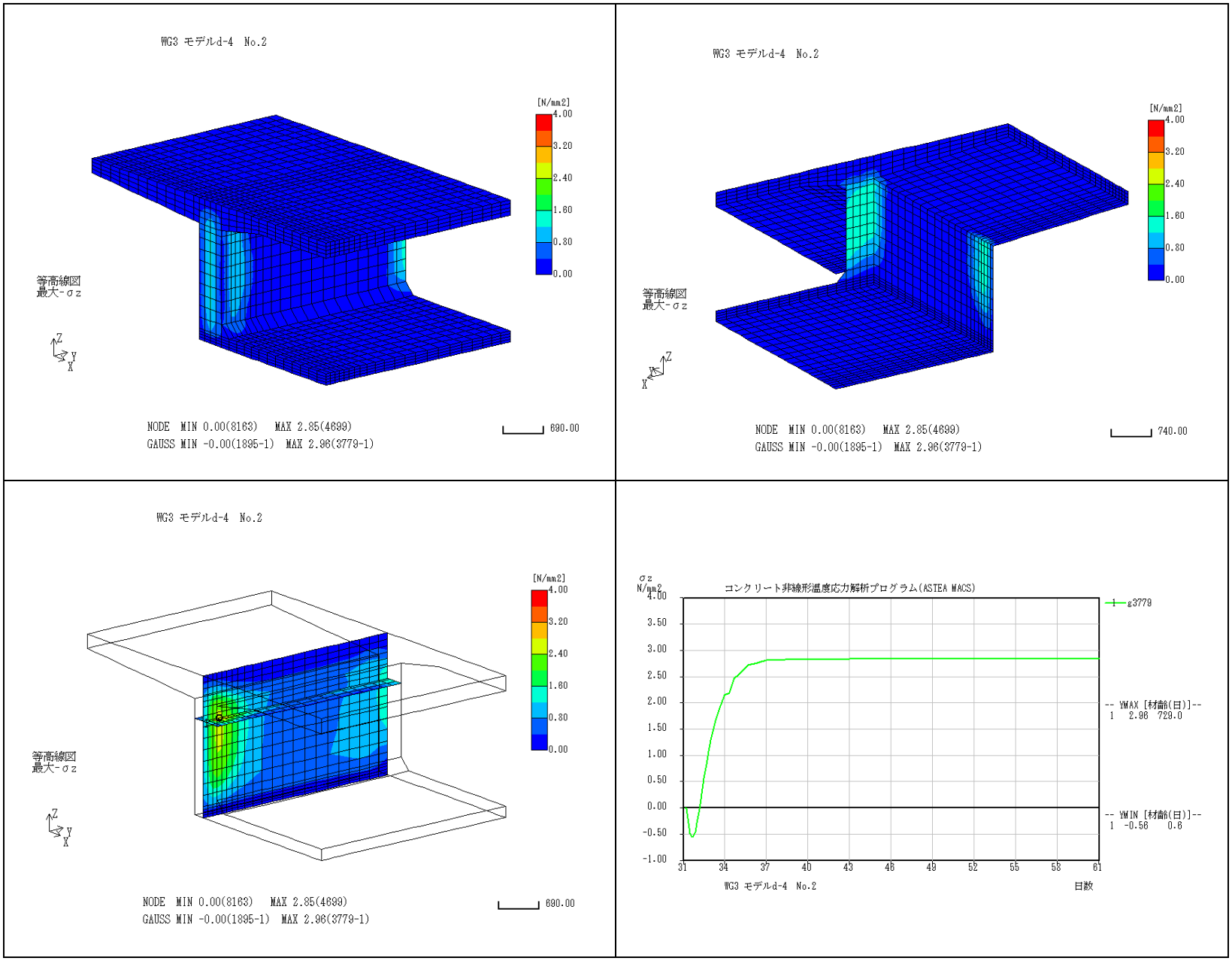
参表-3.12.3 主応力結果



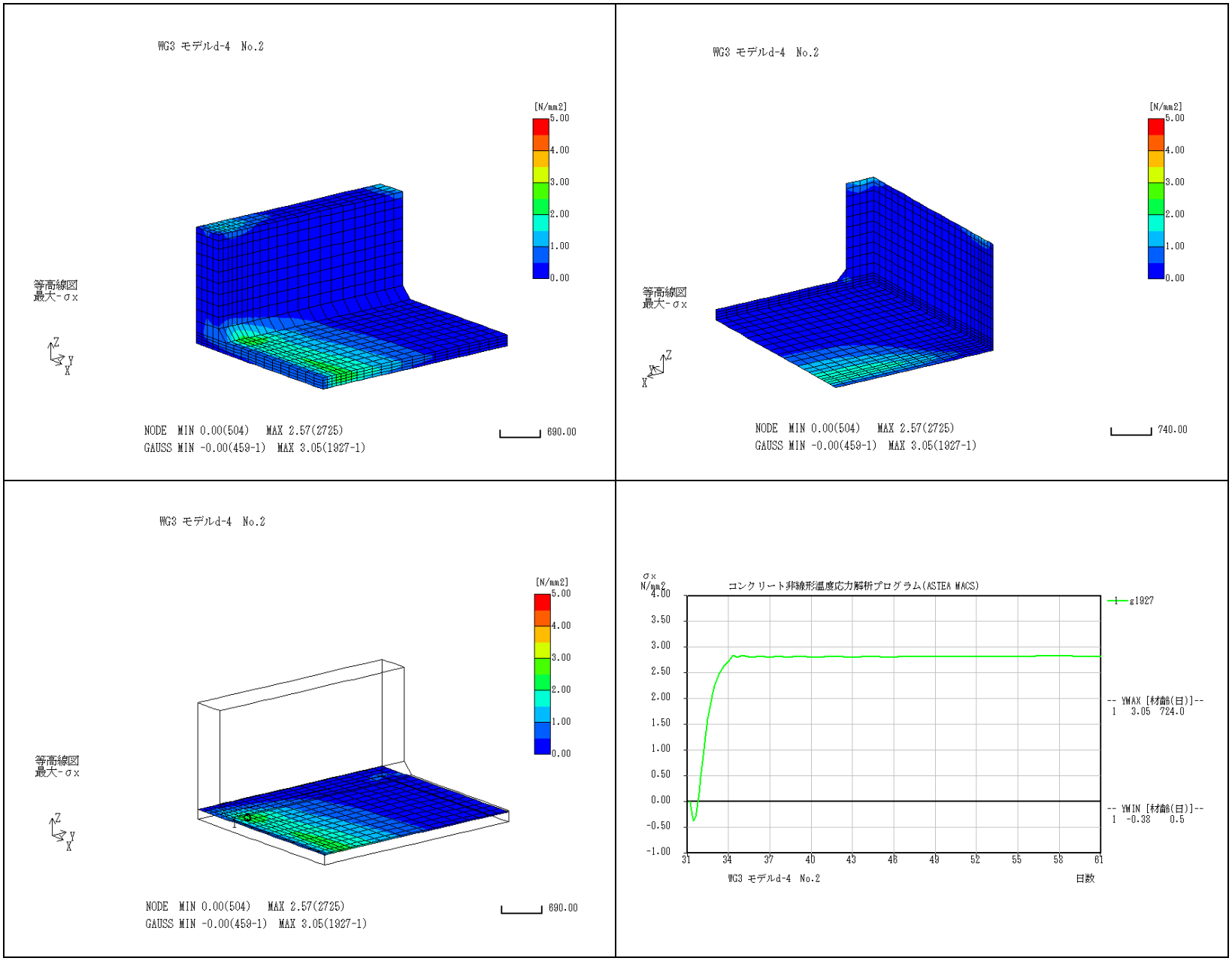
参表-3.12.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



参表-3.12.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果

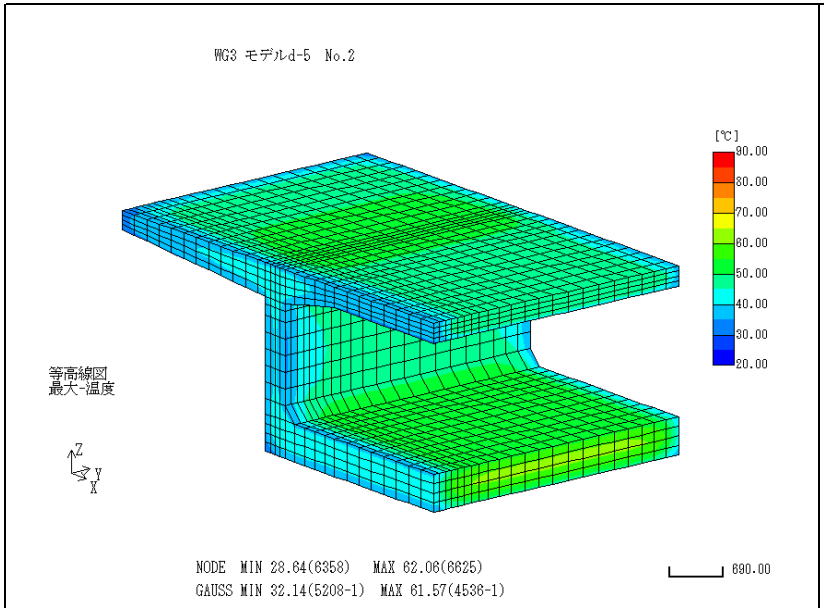


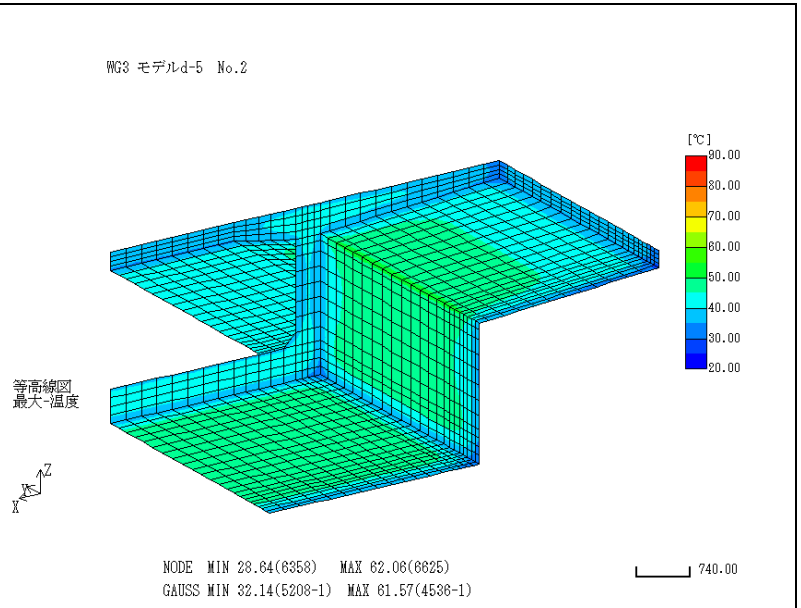
参表-3.12.6 下床版着目　成分応力(σx)結果

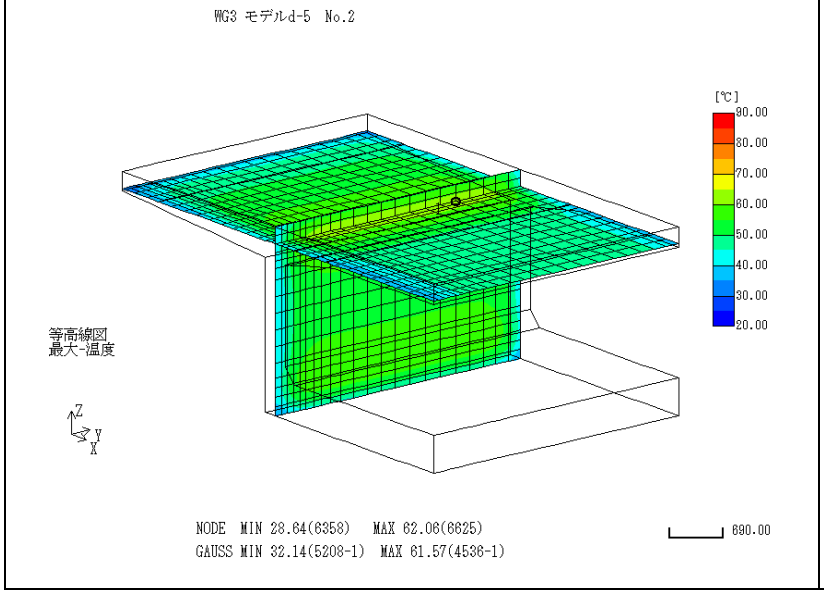


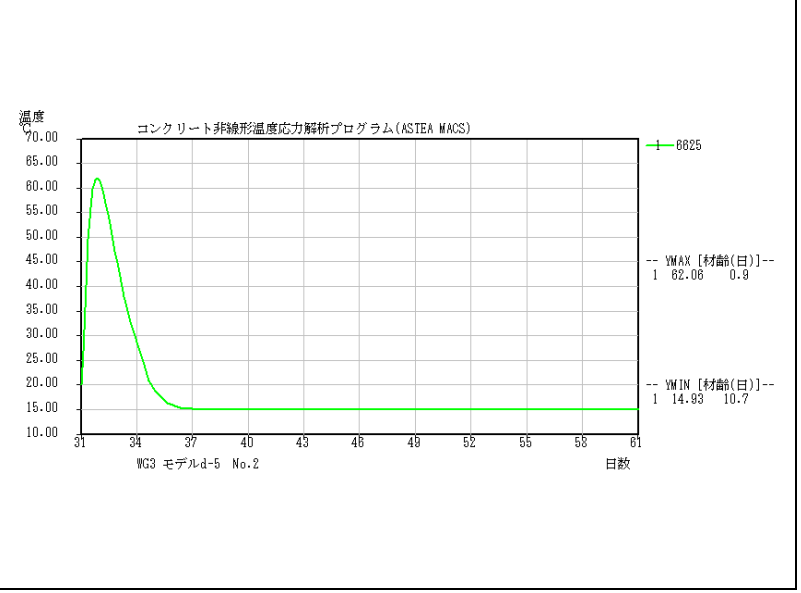
13. モデル5　下床板厚0.5m(d-5)

参表-3.13.1 温度結果

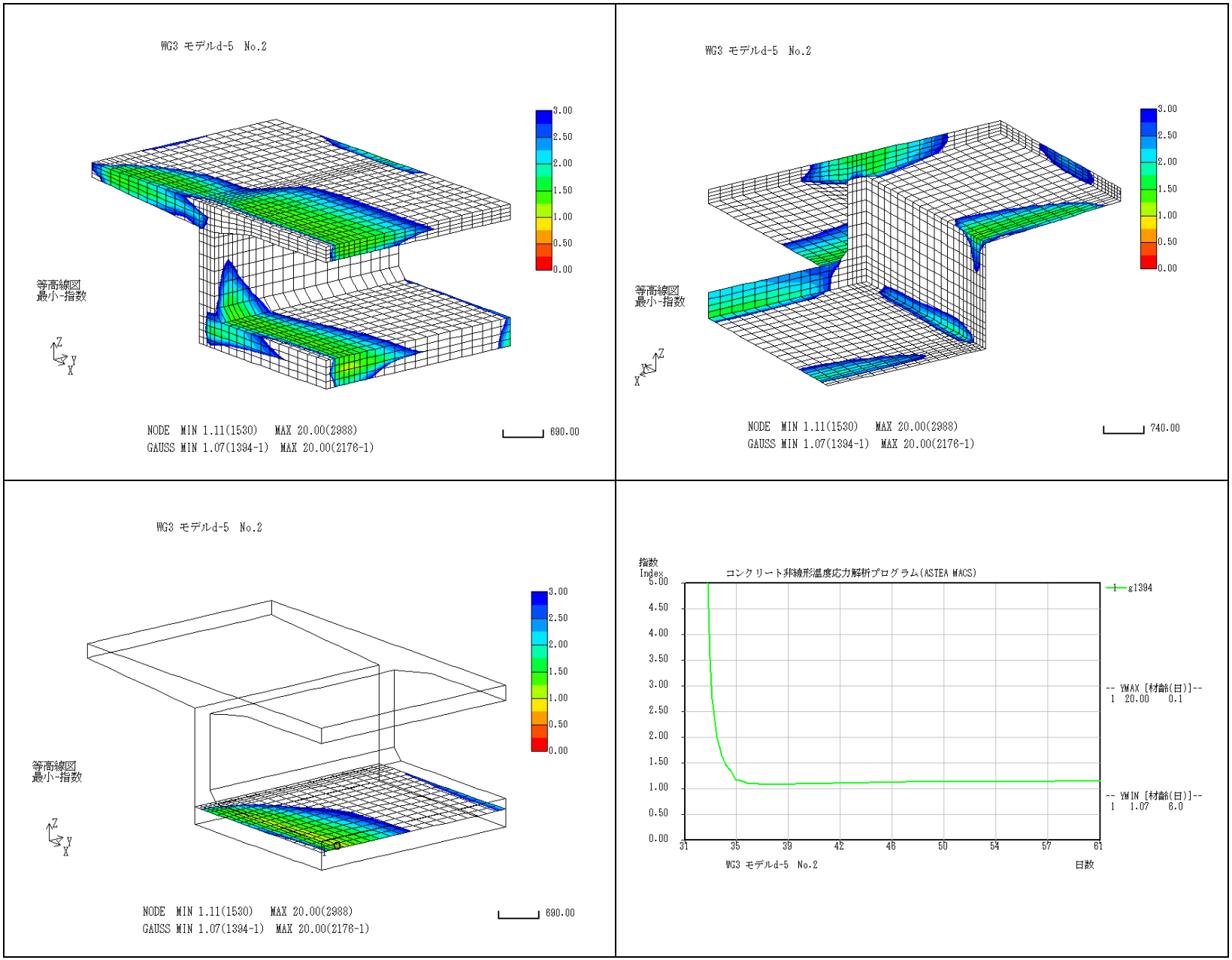




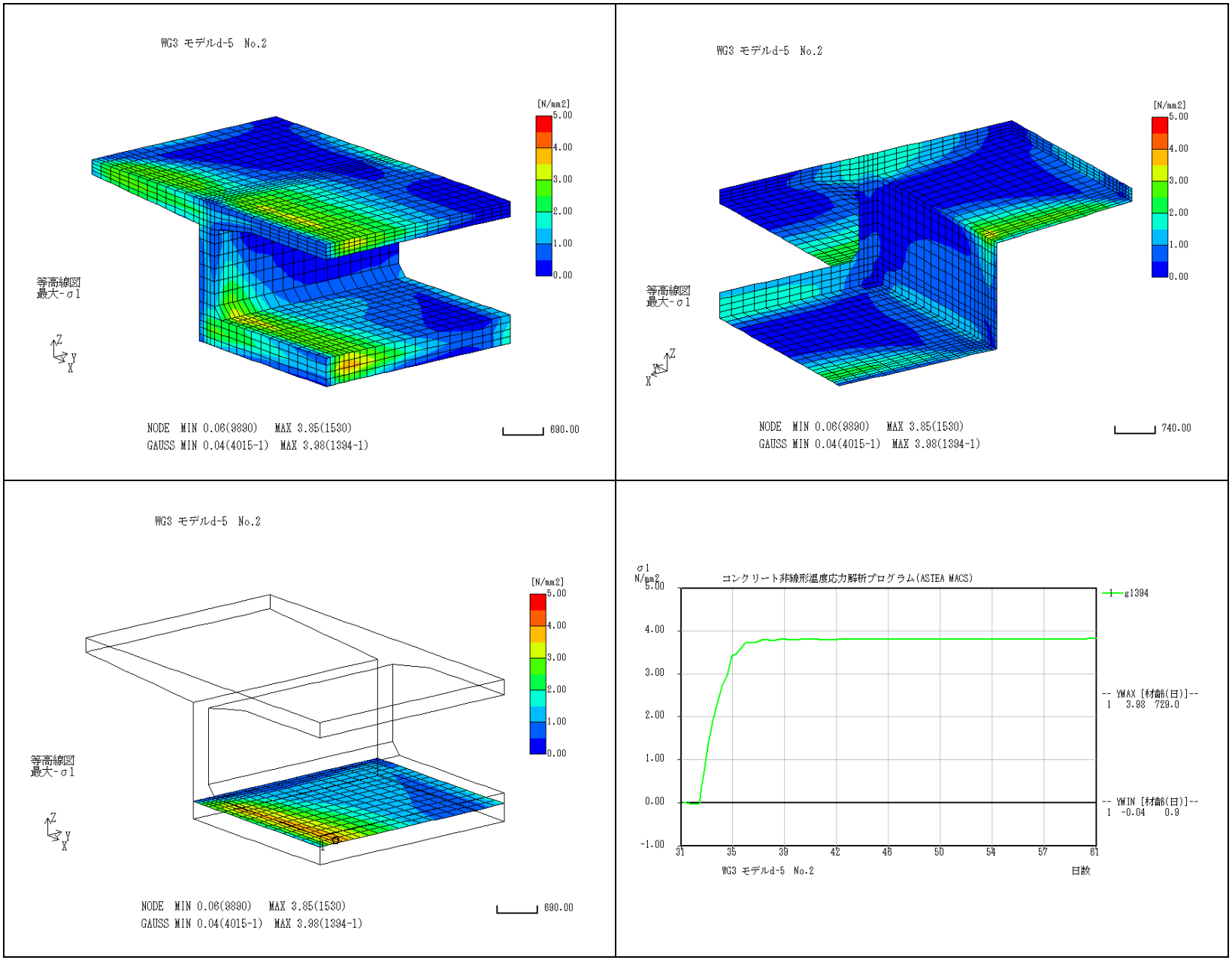




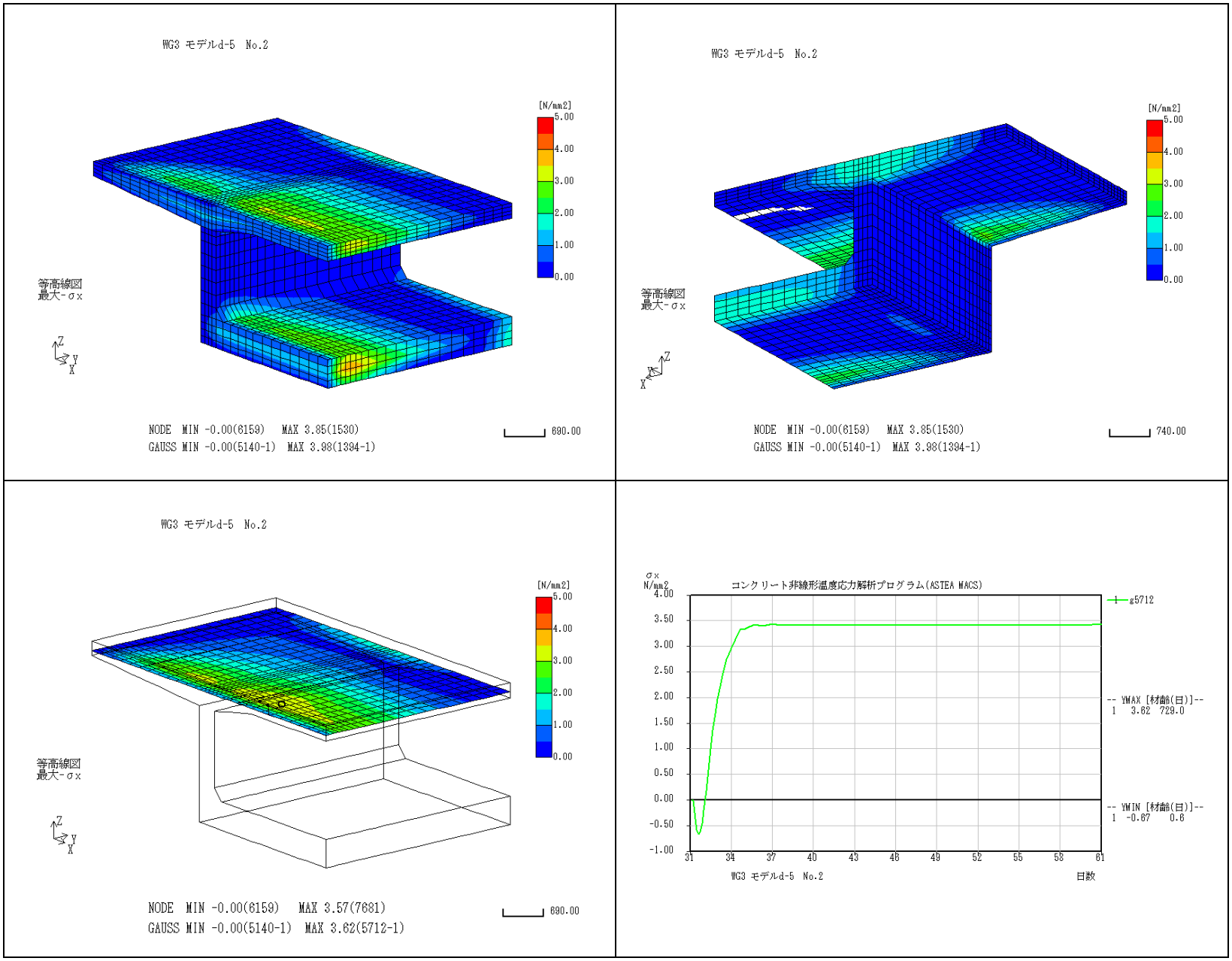
参表-3.13.2 指数結果


WG3 モデルd-5 No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.11(1530) MAX 20.00(2988)
GAUSS MIN 1.07(1394-1) MAX 20.00(2176-1)
690.00
WG3 モデルd-5 No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.11(1530) MAX 20.00(2988)
GAUSS MIN 1.07(1394-1) MAX 20.00(2176-1)
740.00
WG3 モデルd-5 No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.11(1530) MAX 20.00(2988)
GAUSS MIN 1.07(1394-1) MAX 20.00(2176-1)
690.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g1394
-- YMAX [材齢(日)]--
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]--
1 1.07 6.0
5.00
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
31
35
39
42
46
50
54
57
61
WG3 モデルd-5 No.2
日数

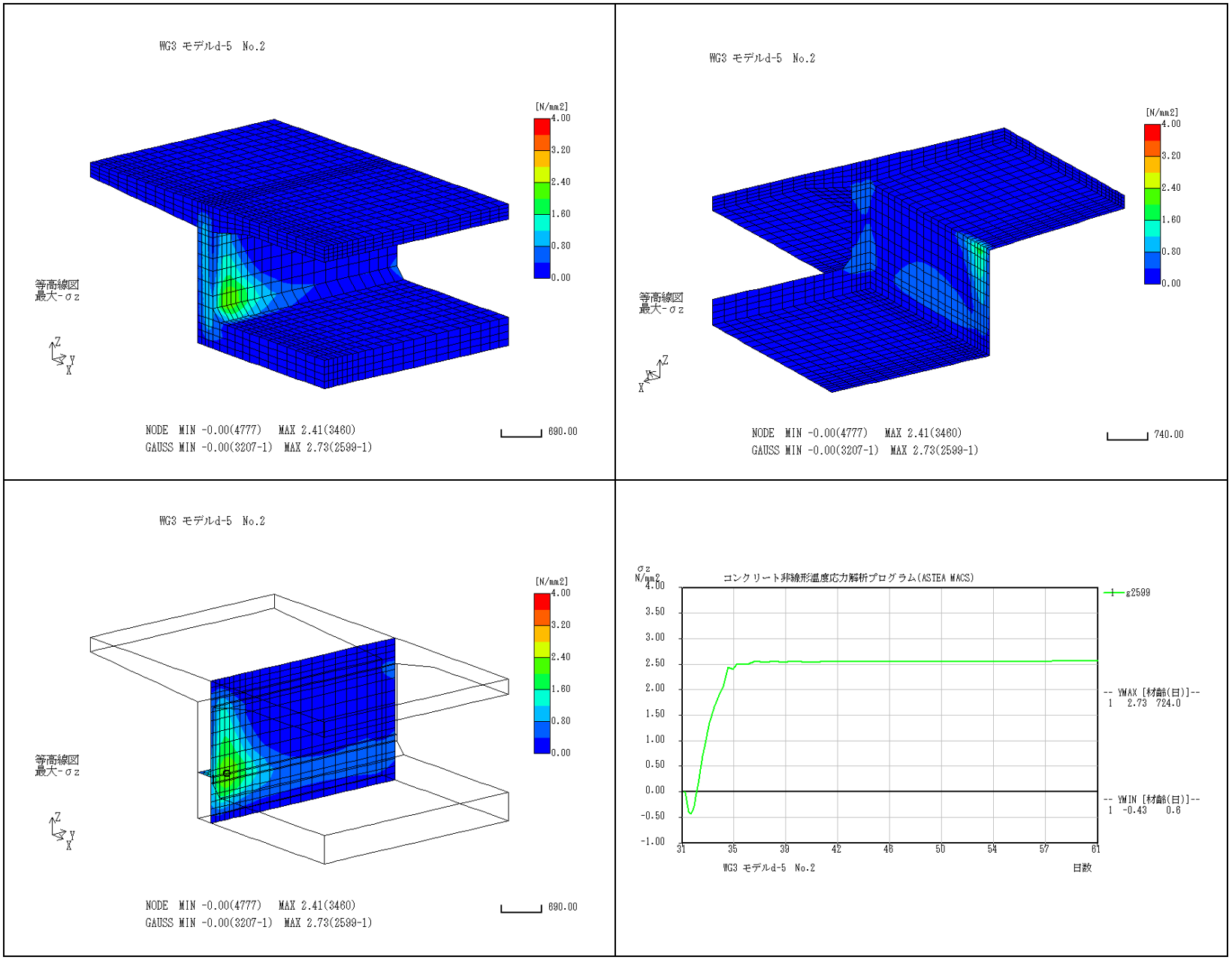
参表-3.13.3 主応力結果



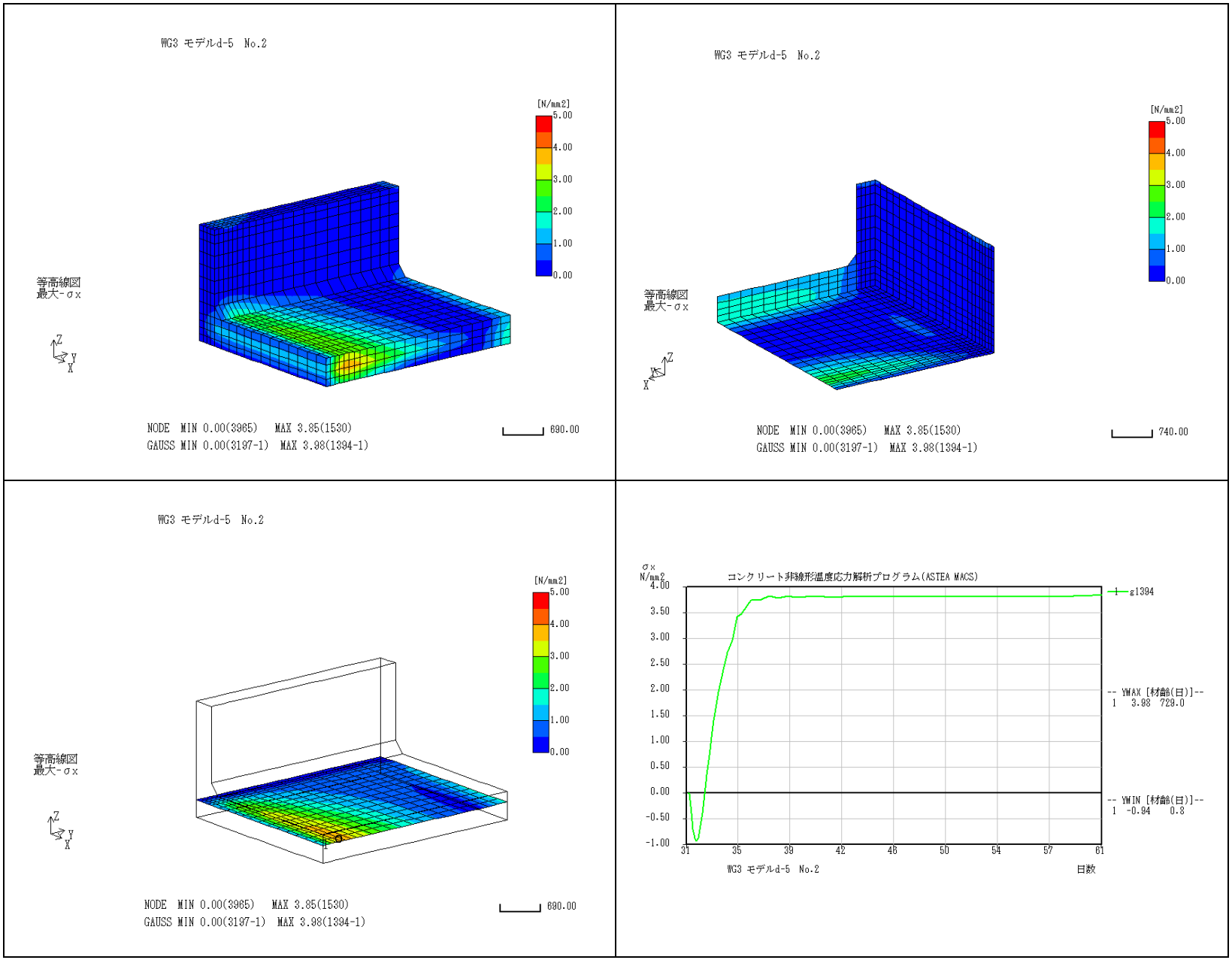
参表-3.13.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



参表-3.13.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果



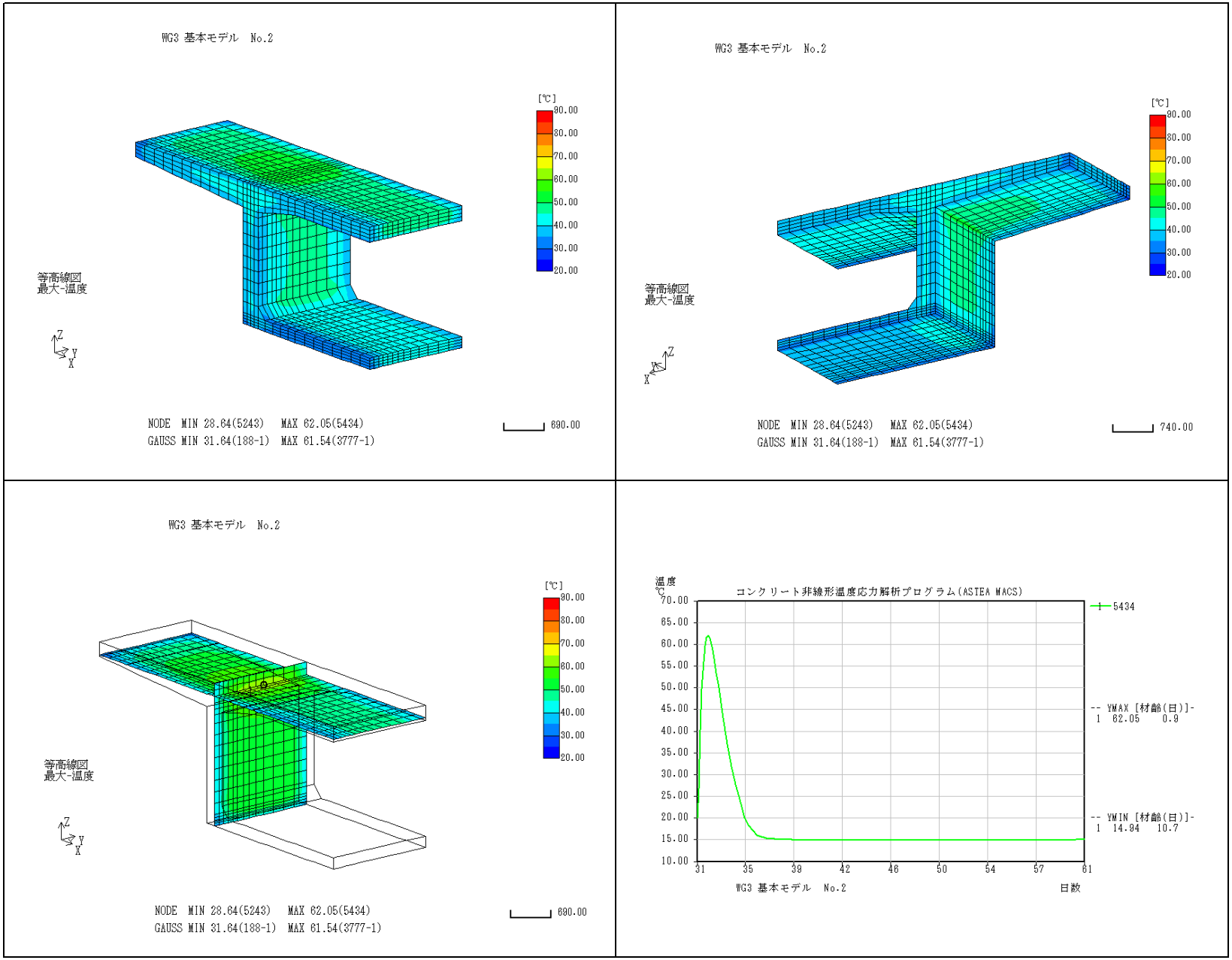
参表-3.13.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



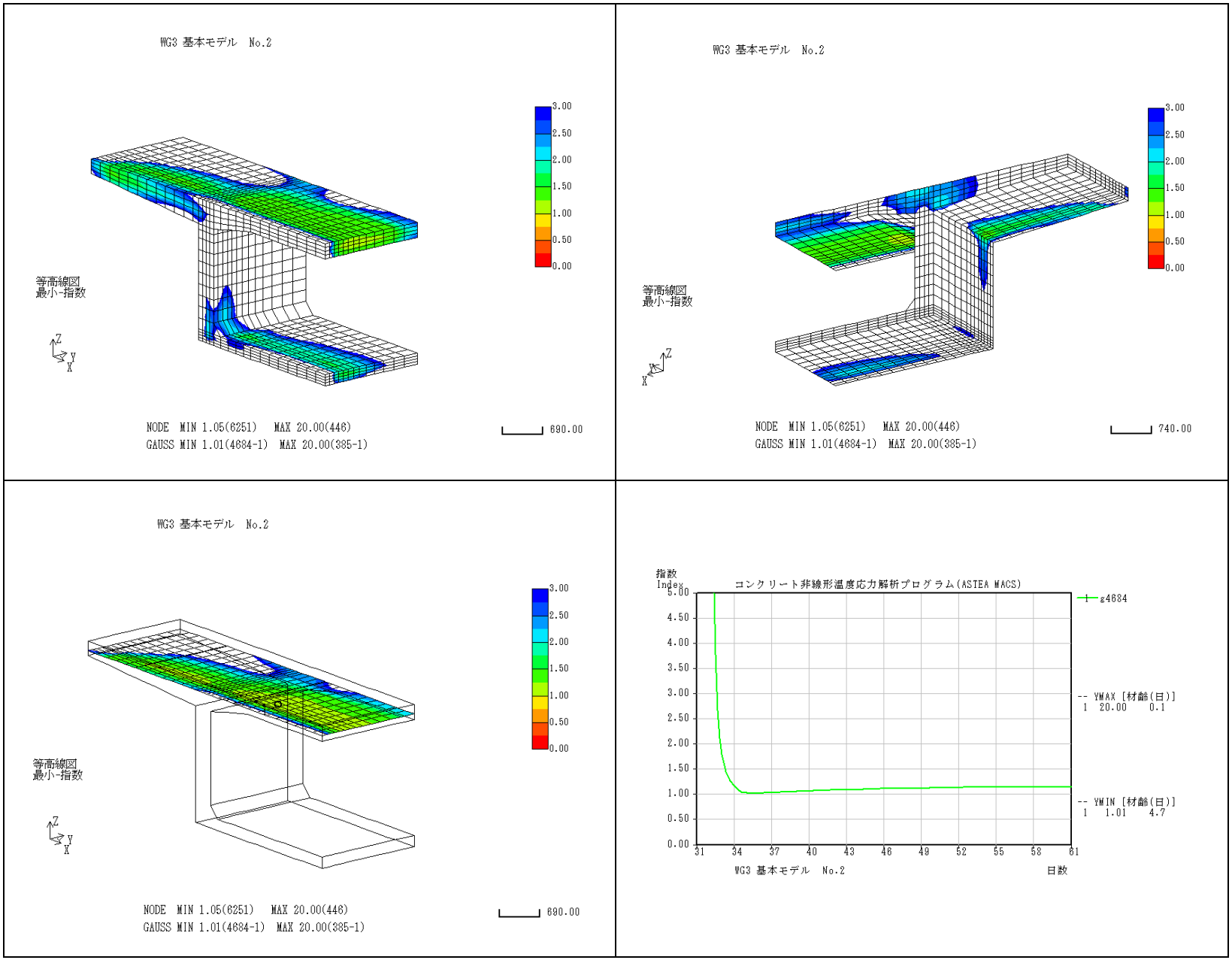
モデル5　下床板厚0.5m(d-5)

14. モデル6　ブロック長2.0m（d-6）

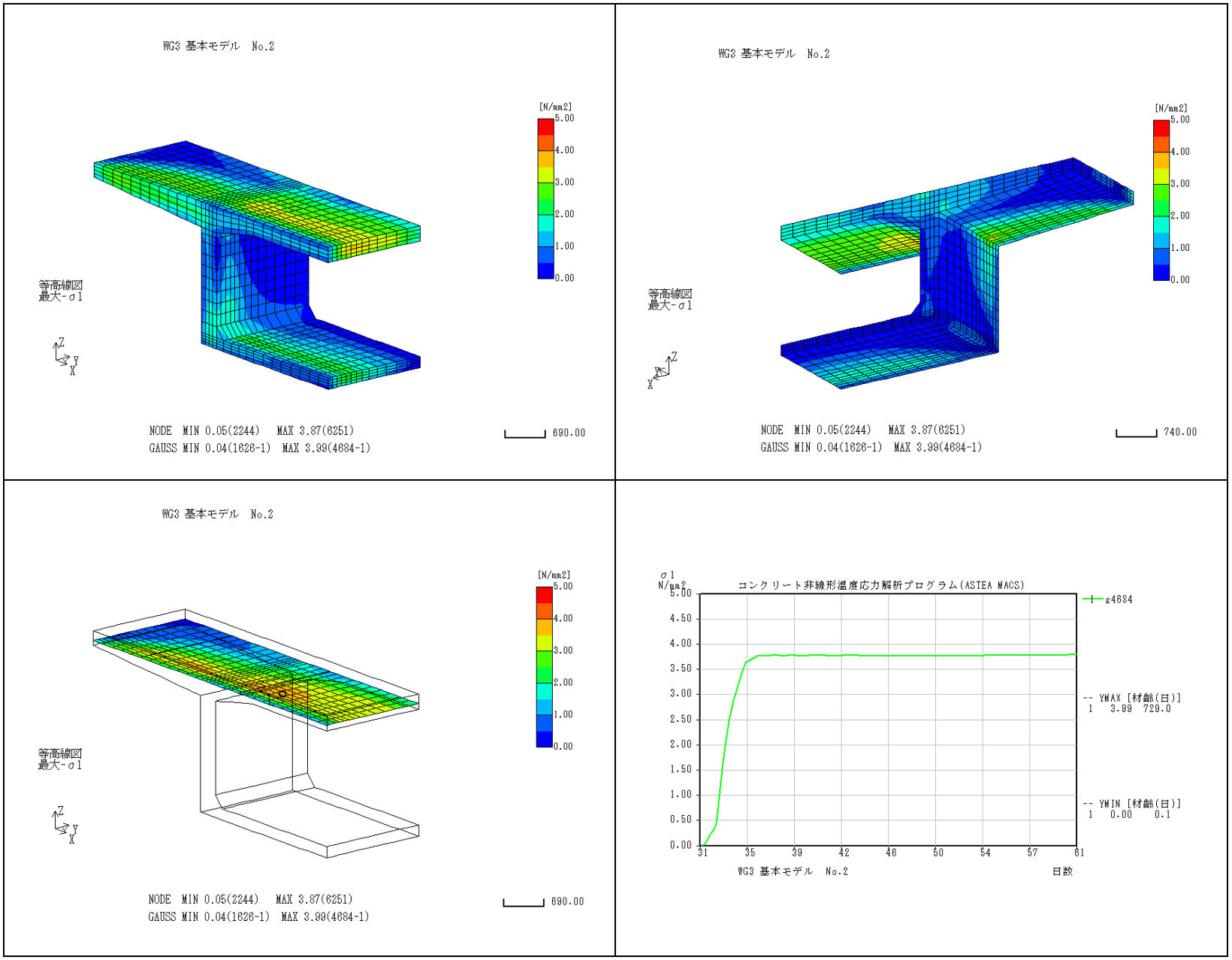
参表-3.14.1 温度結果



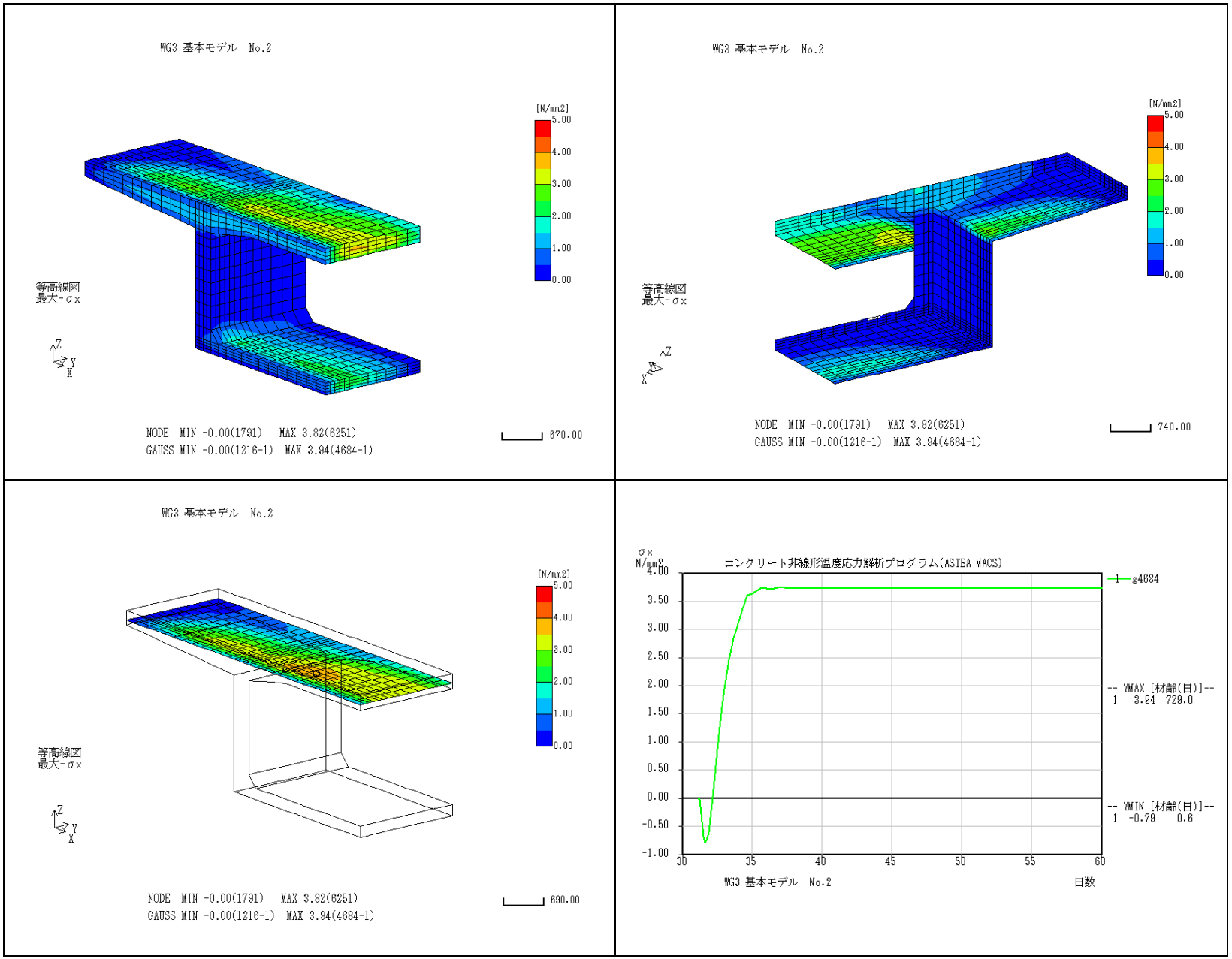
参表-3.14.2 指数結果


WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
NODE MIN 1.05(6251) MAX 20.00(446)
GAUSS MIN 1.01(4684-1) MAX 20.00(385-1)
690.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.05(6251) MAX 20.00(446)
GAUSS MIN 1.01(4684-1) MAX 20.00(385-1)
740.00
WG3 基本モデル No.2
等高線図
最小-指数
NODE MIN 1.05(6251) MAX 20.00(446)
GAUSS MIN 1.01(4684-1) MAX 20.00(385-1)
690.00
指数
Index
コンクリート非線形温度応力解析プログラム(ASTEA MACS)
g4684
-- YMAX [材齢(日)]
1 20.00 0.1
-- YMIN [材齢(日)]
1 1.01 4.7
WG3 基本モデル No.2
日数

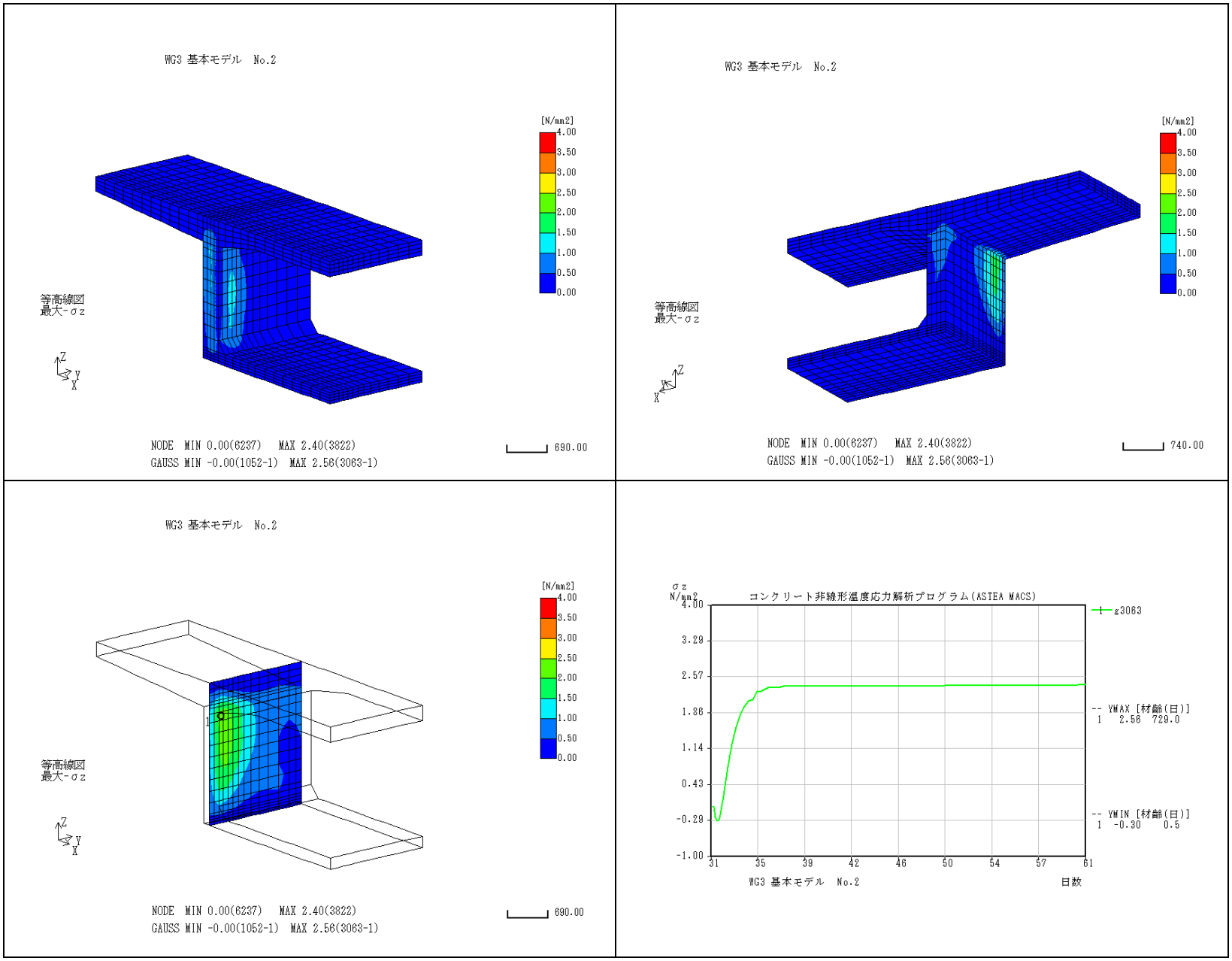
参表-3.14.3 主応力結果



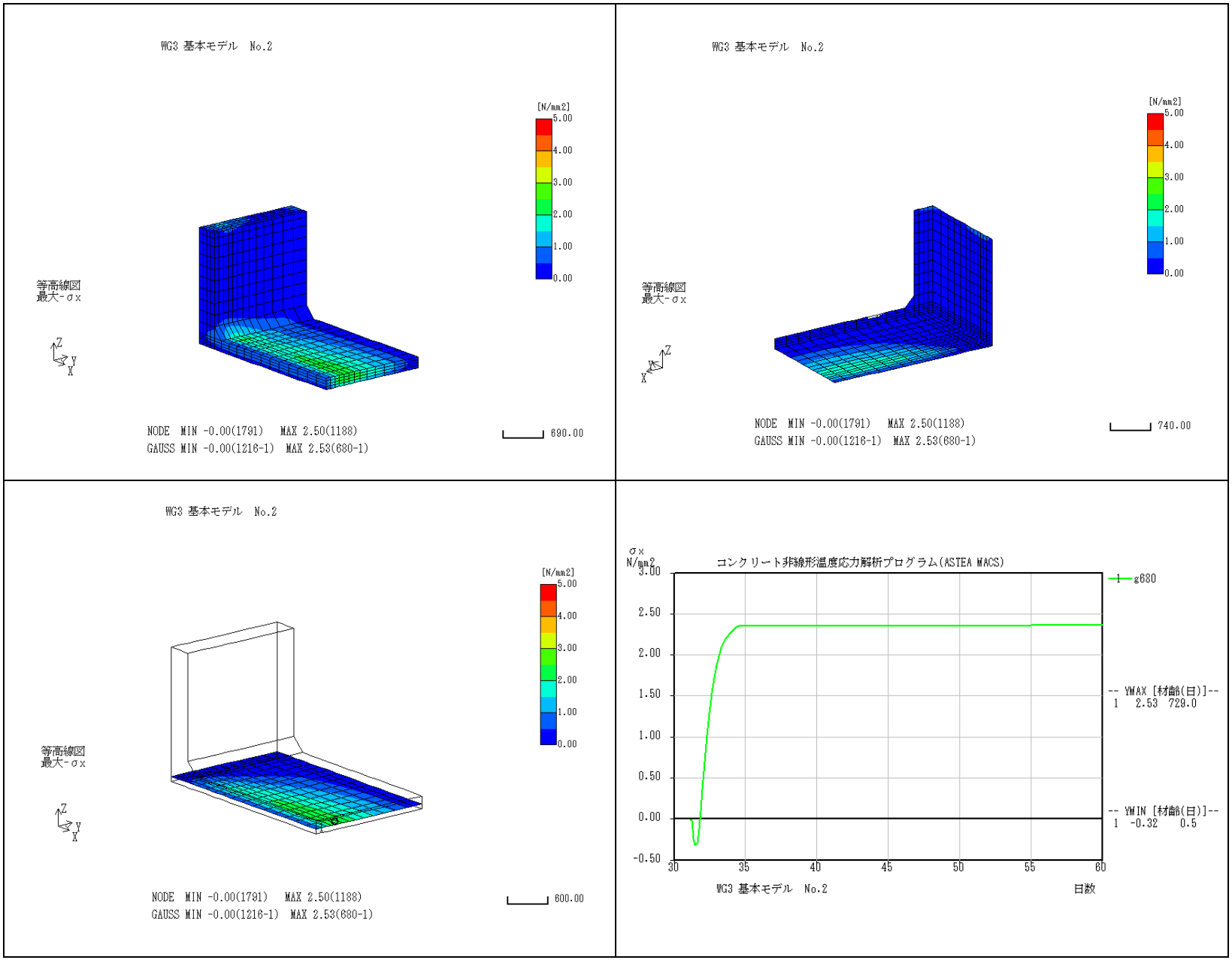
参表-3.14.4 上床版着目　成分応力(σx)結果



参表-3.14.5 ウェブ着目　成分応力(σz)結果



参表-3.14.6 下床版着目　成分応力(σx)結果



参考資料４：実橋における施工時挙動の再現解析データ

参考資料 4：実橋における施工時挙動の再現解析データ

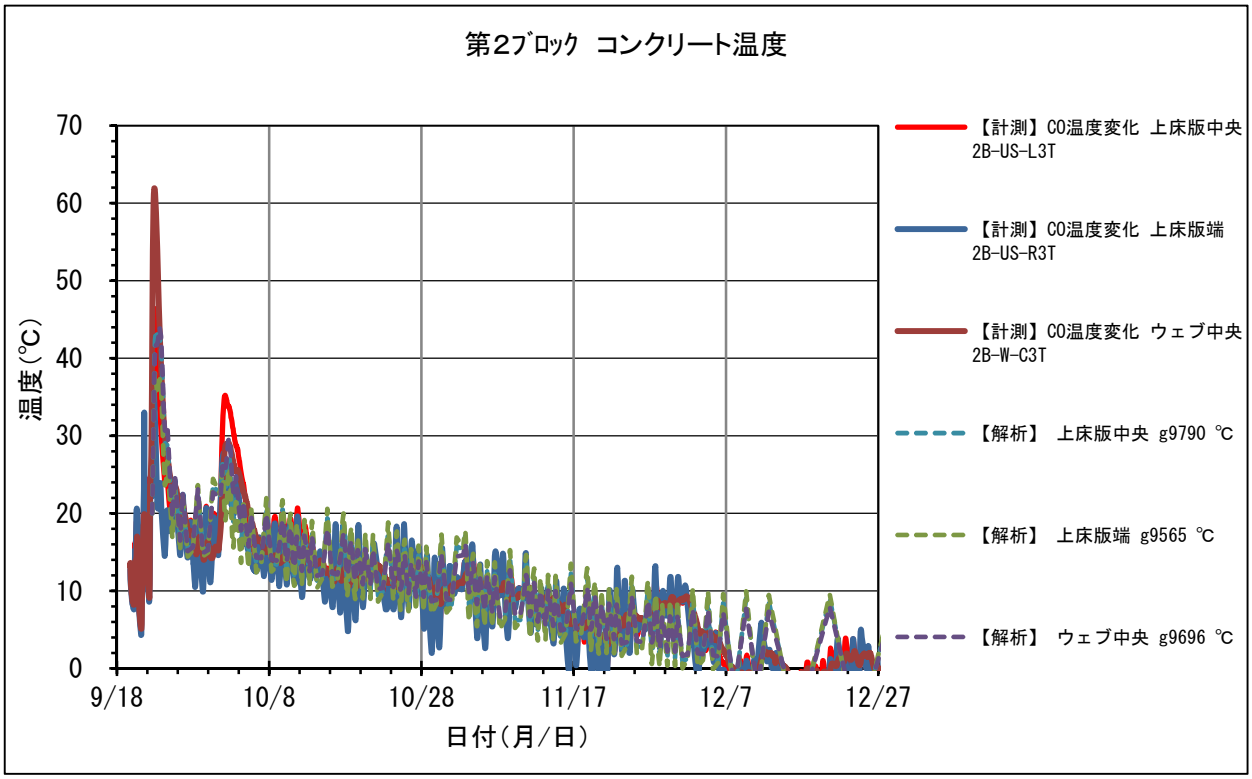
3.3 実橋における施工時挙動計測と再現解析にて検討を行った再現解析結果とひび割れ防止対策として施工時のコンクリート許容応力度の試算例のデータを掲載する。

(1) 第 2 ブロック再現解析結果

参表-4.1　第 2 ブロック再現解析結果一覧

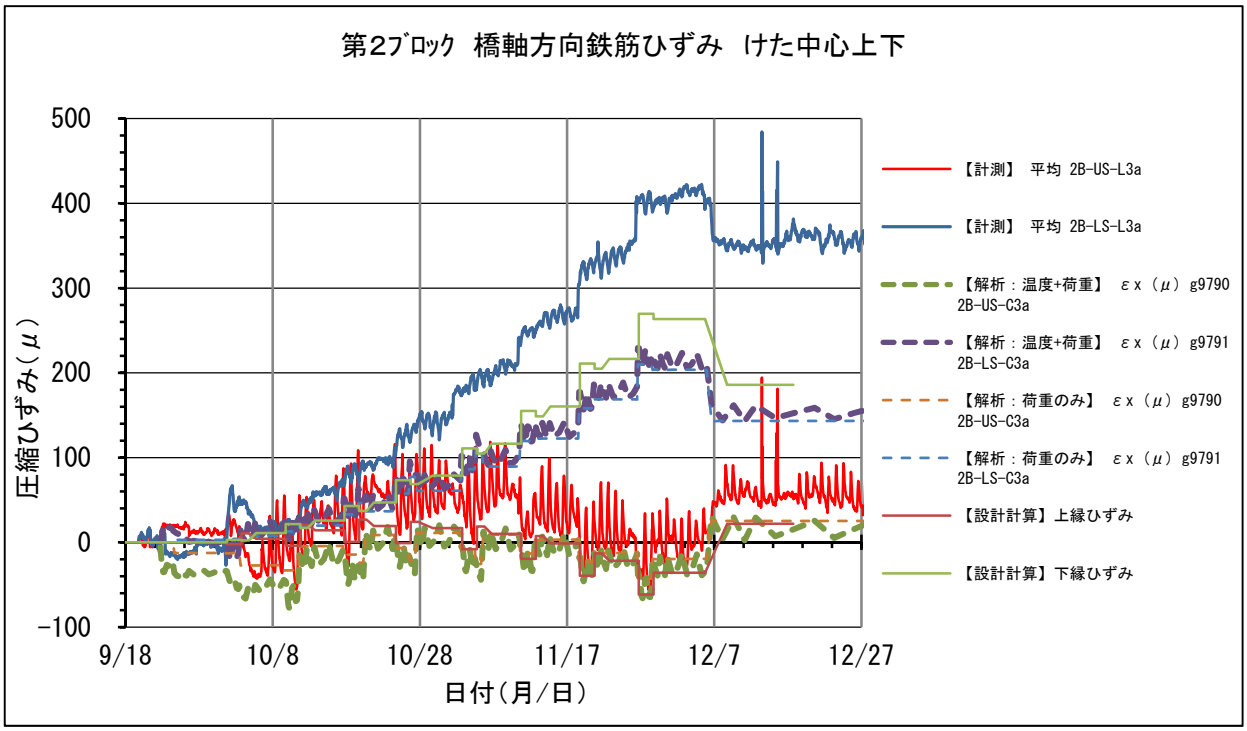
対象ブロック	再現解析結果一覧
第 2 ブロック	1)コンクリート温度 2)鉄筋ひずみ(橋軸方向、けた中心位置) 3)鉄筋ひずみ(橋軸方向、ウェブ位置) 4)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ上側) 5)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ図心) 6)コンクリート打継ぎ目開き

1)コンクリート温度

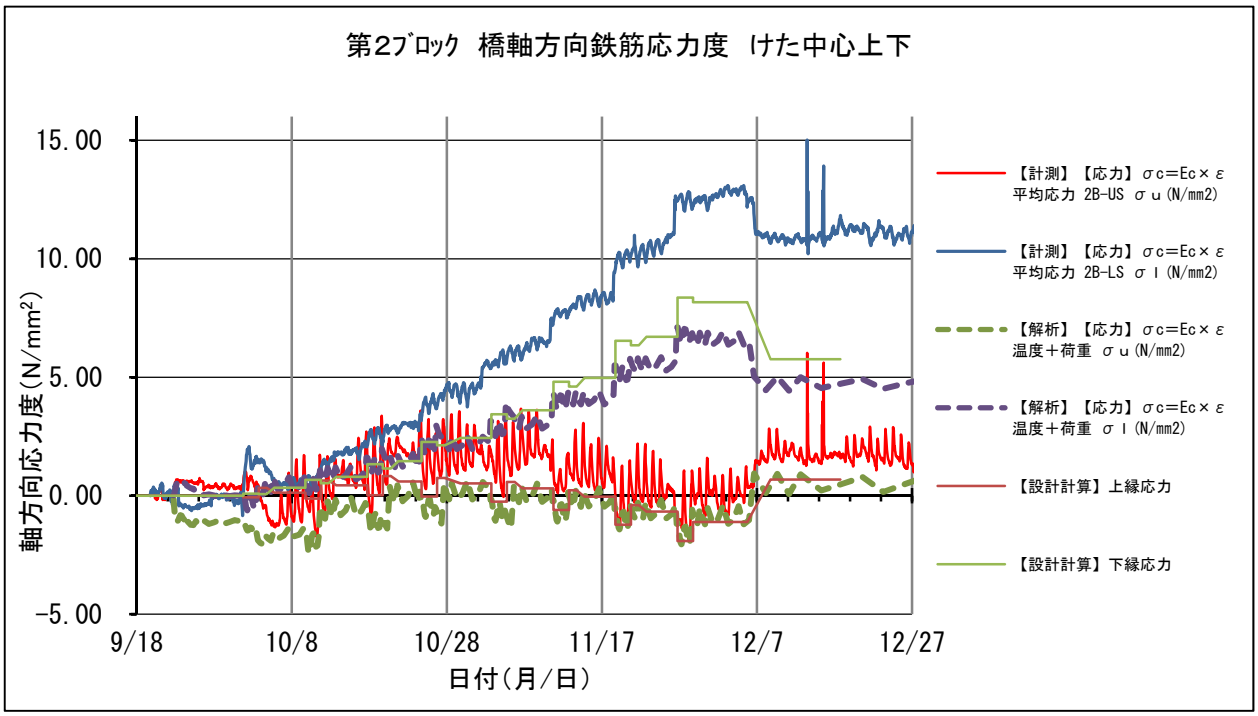


参図-4.1　第 2 ブロック先端のコンクリート温度

2)鉄筋ひずみ(橋軸方向、けた中心位置)

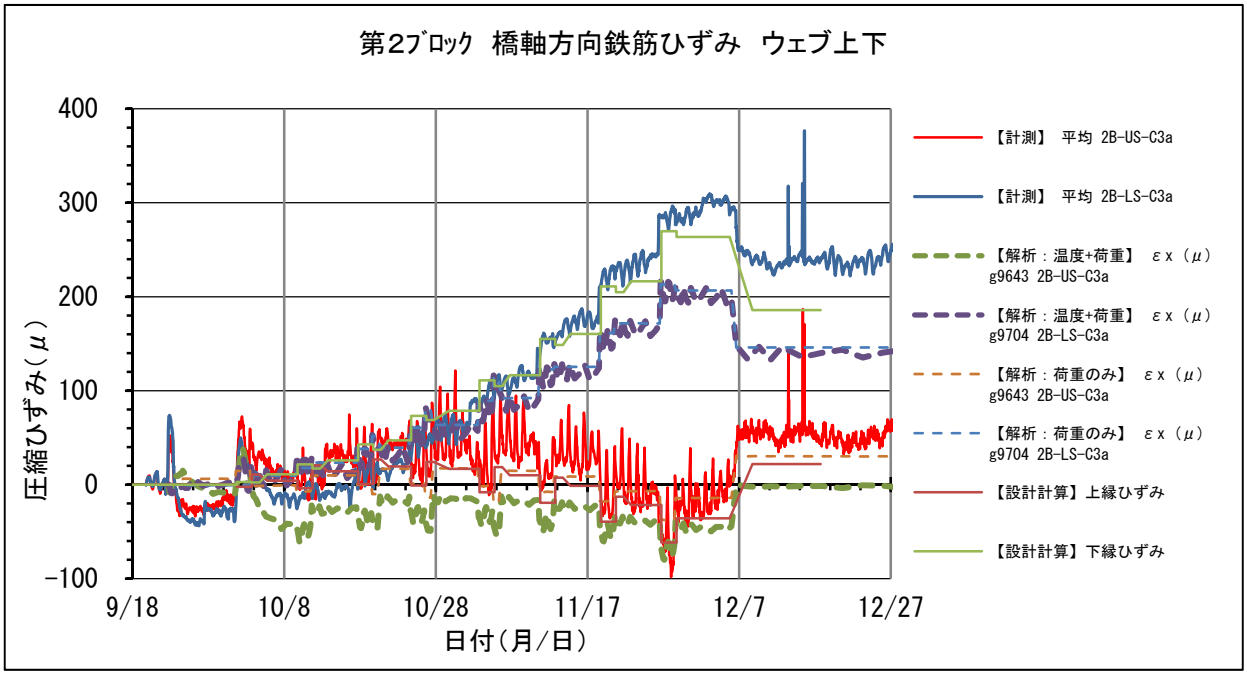


参図-4.2　第 2 ブロック先端の橋軸方向鉄筋ひずみ（けた中心位置）

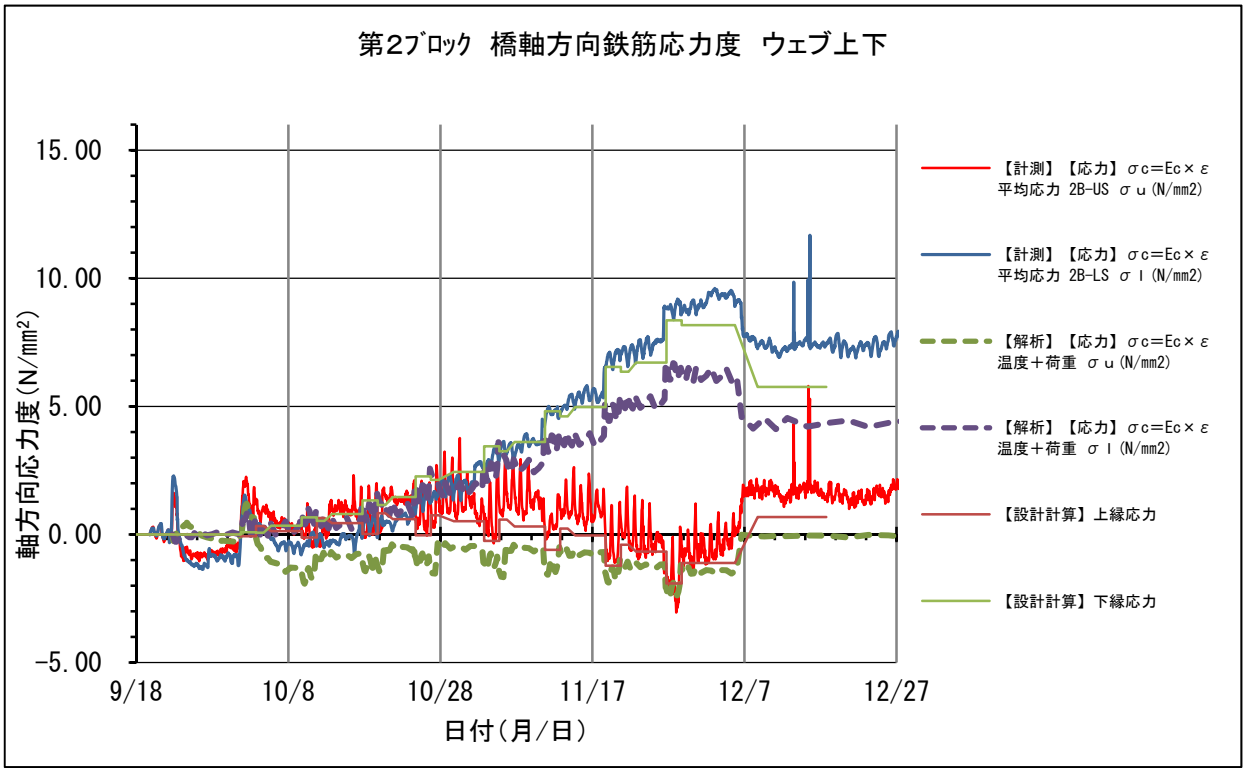


参図-4.3　第 2 ブロック先端の橋軸方向鉄筋応力度(けた中心位置)

3)鉄筋ひずみ(橋軸方向、ウェブ位置)

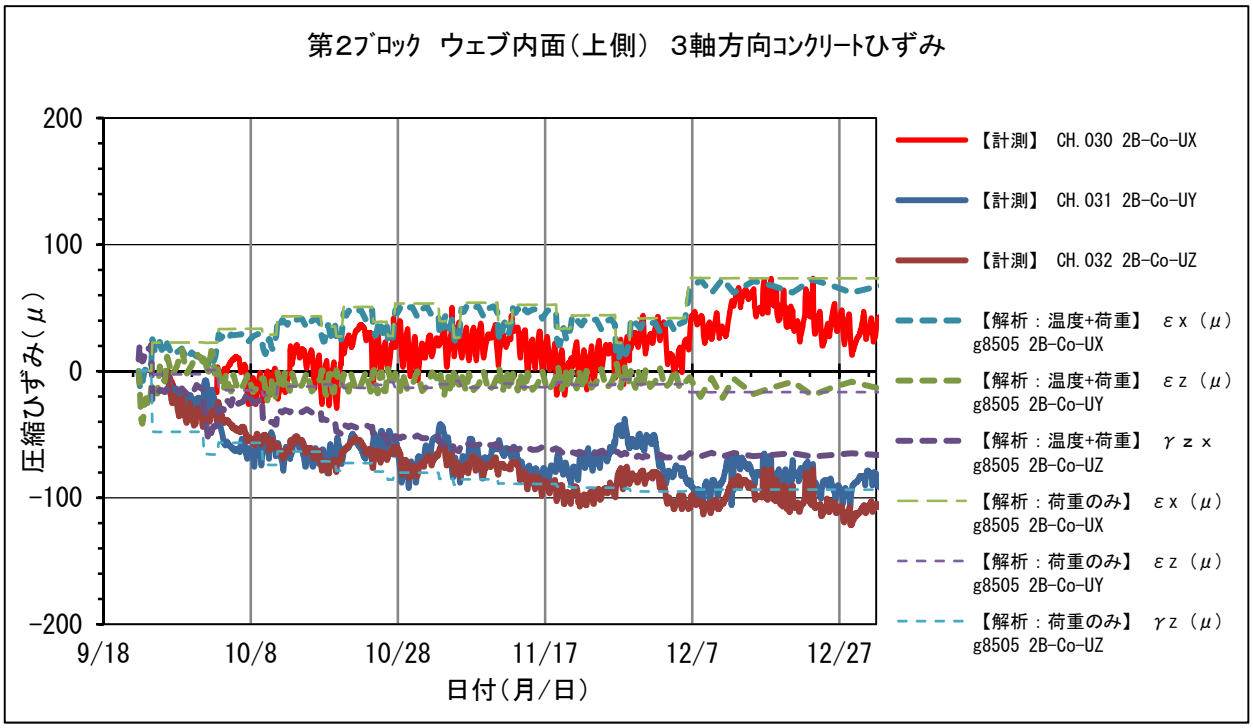


参図-4.4 第2ブロック先端の橋軸方向鉄筋ひずみ(ウェブ位置)

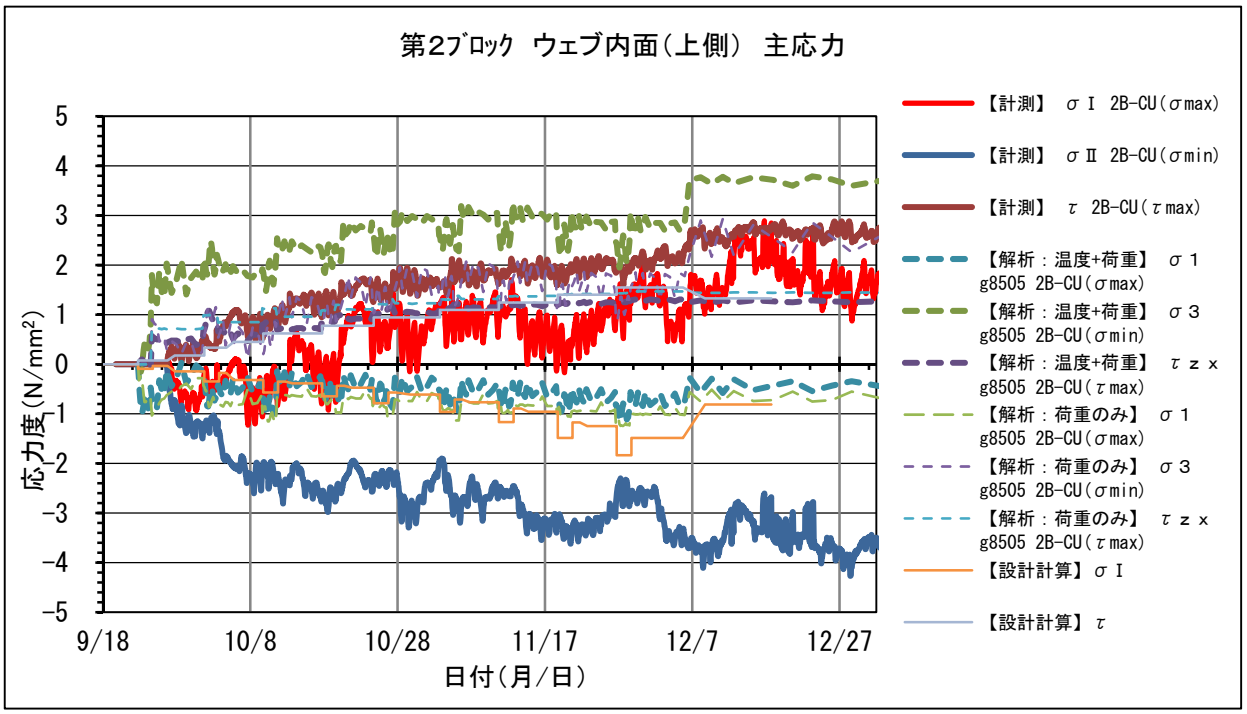


参図-4.5 第2ブロック先端の橋軸方向鉄筋応力度(ウェブ位置)

4)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ上側)

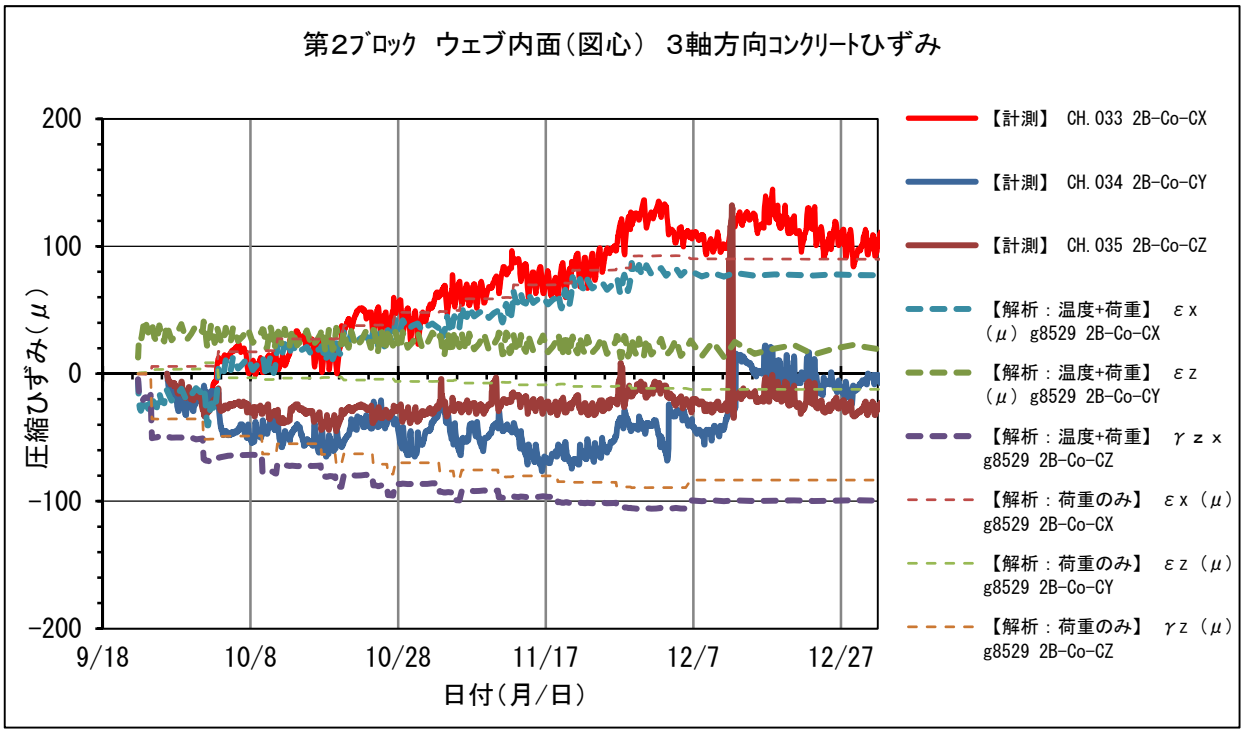


参図-4.6　第 2 ブロック中央のウェブ内面 3 軸方向コンクリートひずみ（上側）

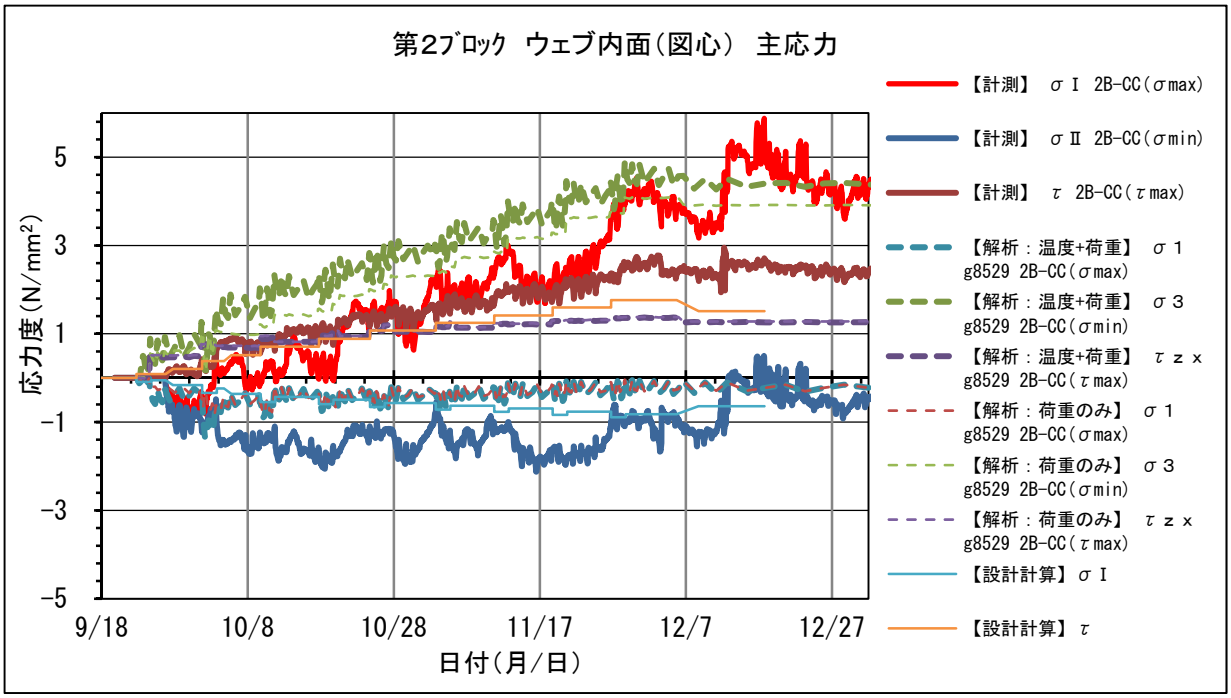


参図-4.7　第 2 ブロック中央のウェブ内面主応力（上側）

5)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ図心)

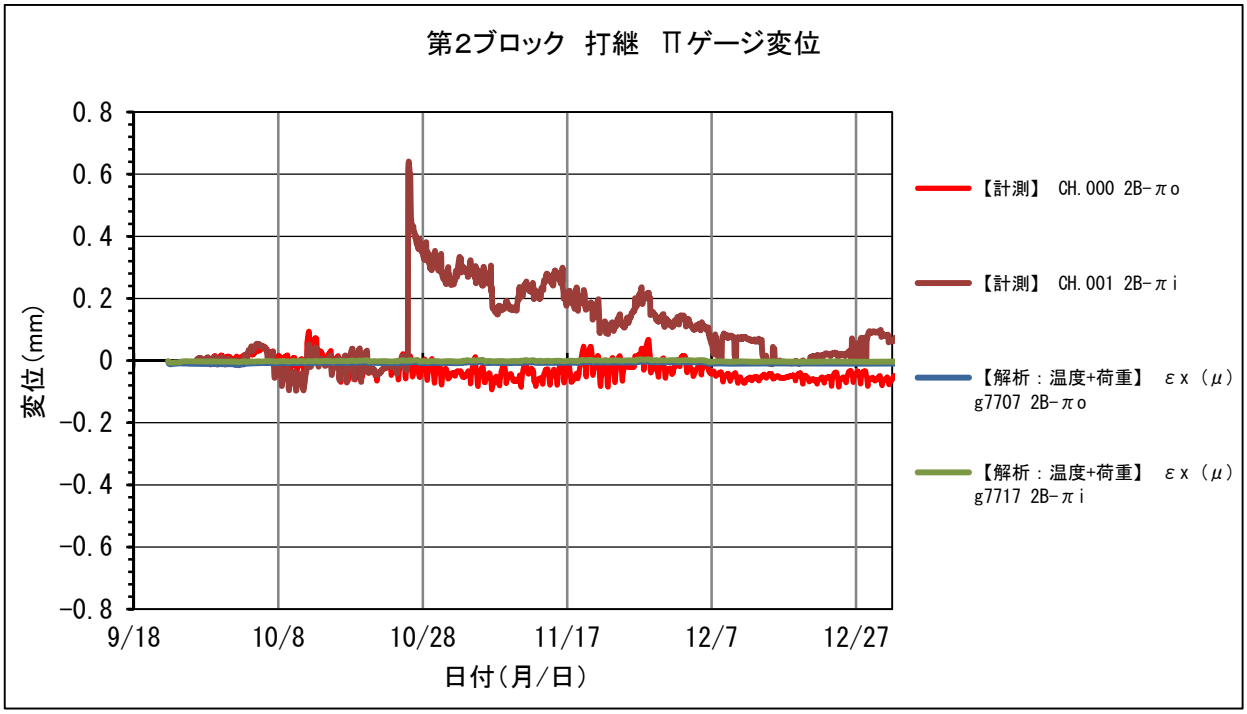


参図-4.8　第 2 ブロック中央のウェブ内面 3 軸方向コンクリートひずみ（図心）



参図-4.9　第 2 ブロック中央のウェブ内面主応力（図心）

6)コンクリート打継ぎ目開き



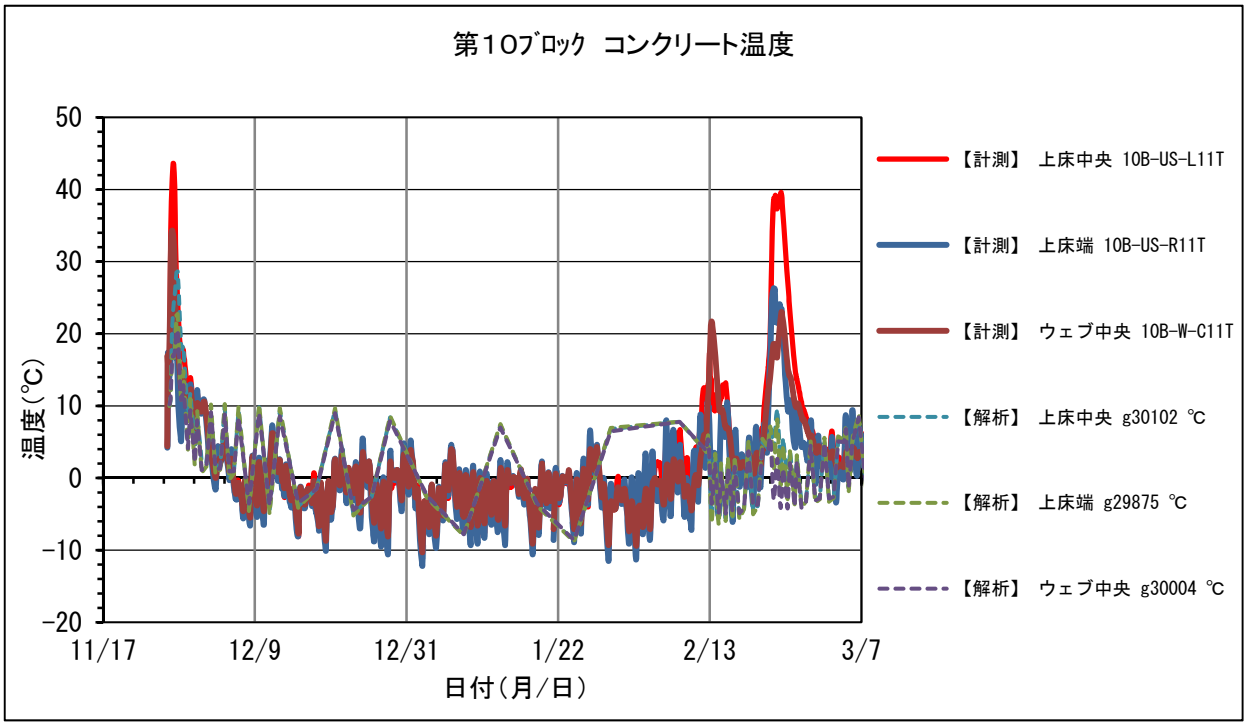
参図-4.10　第 2 ブロック付根の打継ぎ目開き

(2)第 10 ブロック再現解析結果

参表-4.2　第 10 ブロック再現解析結果一覧

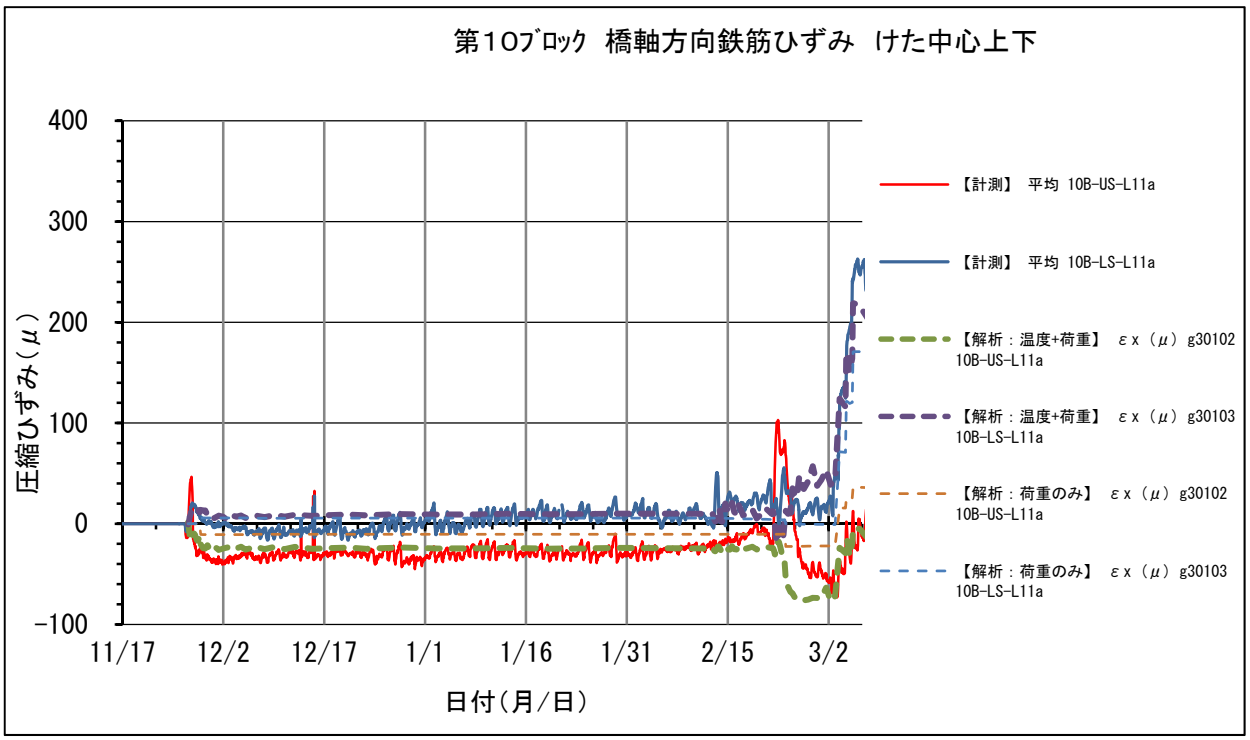
対象ブロック	再現解析結果一覧
第 10 ブロック	1)コンクリート温度 2)鉄筋ひずみ(橋軸方向、けた中心位置) 3)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ上側) 4)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ図心) 5)コンクリート打継ぎ目開き

1)コンクリート温度

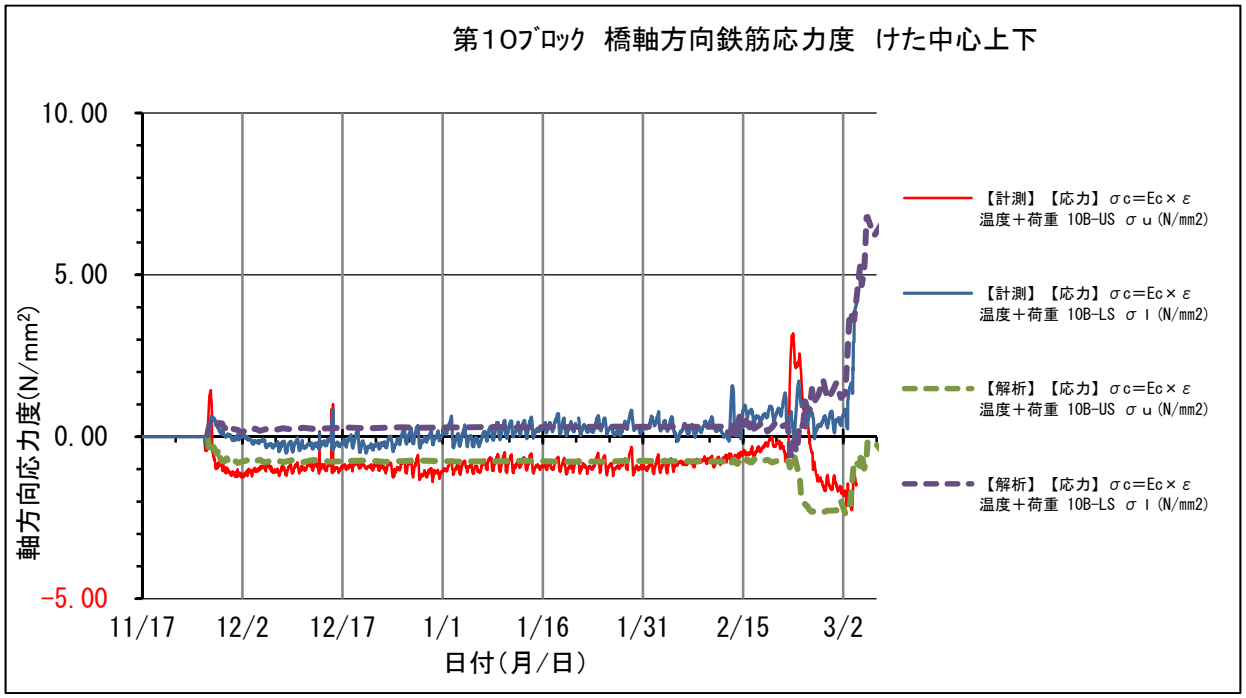


参図-4.11　第 10 ブロック先端のコンクリート温度

2)鉄筋ひずみ(橋軸方向、けた中心位置)

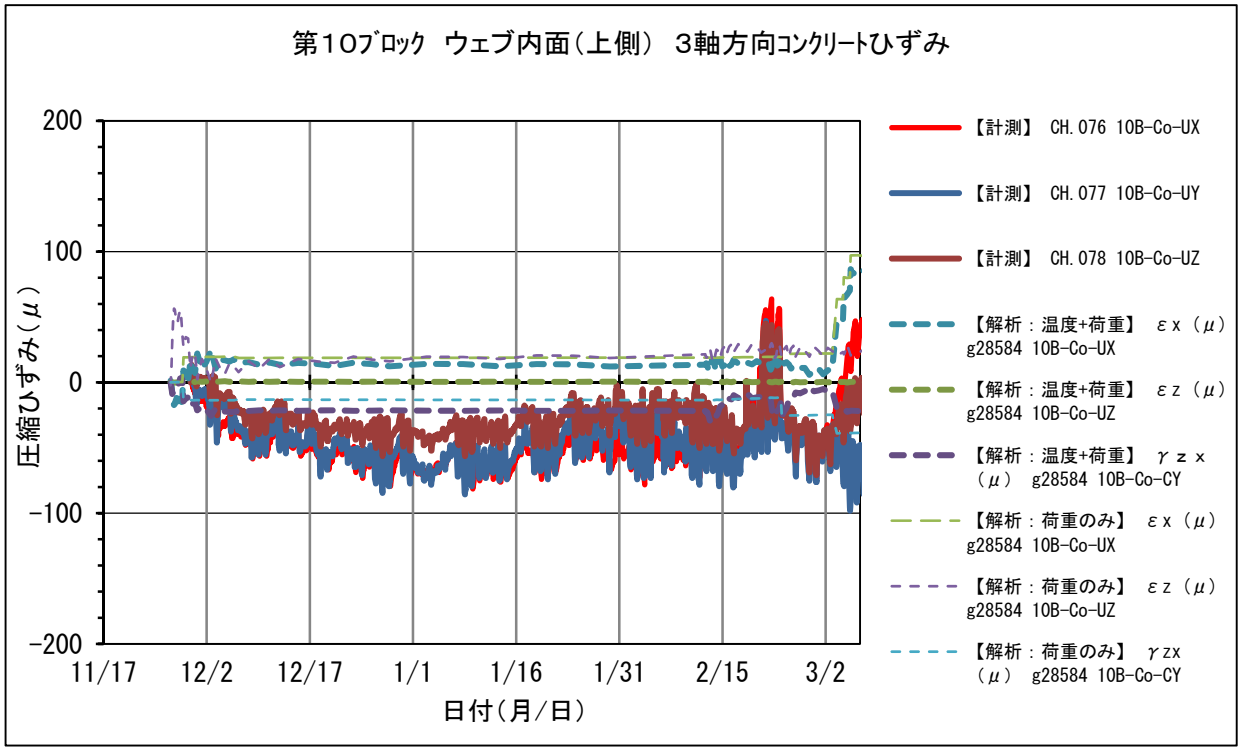


参図-4.12　第 10 ブロック先端の橋軸方向鉄筋ひずみ（けた中心位置）

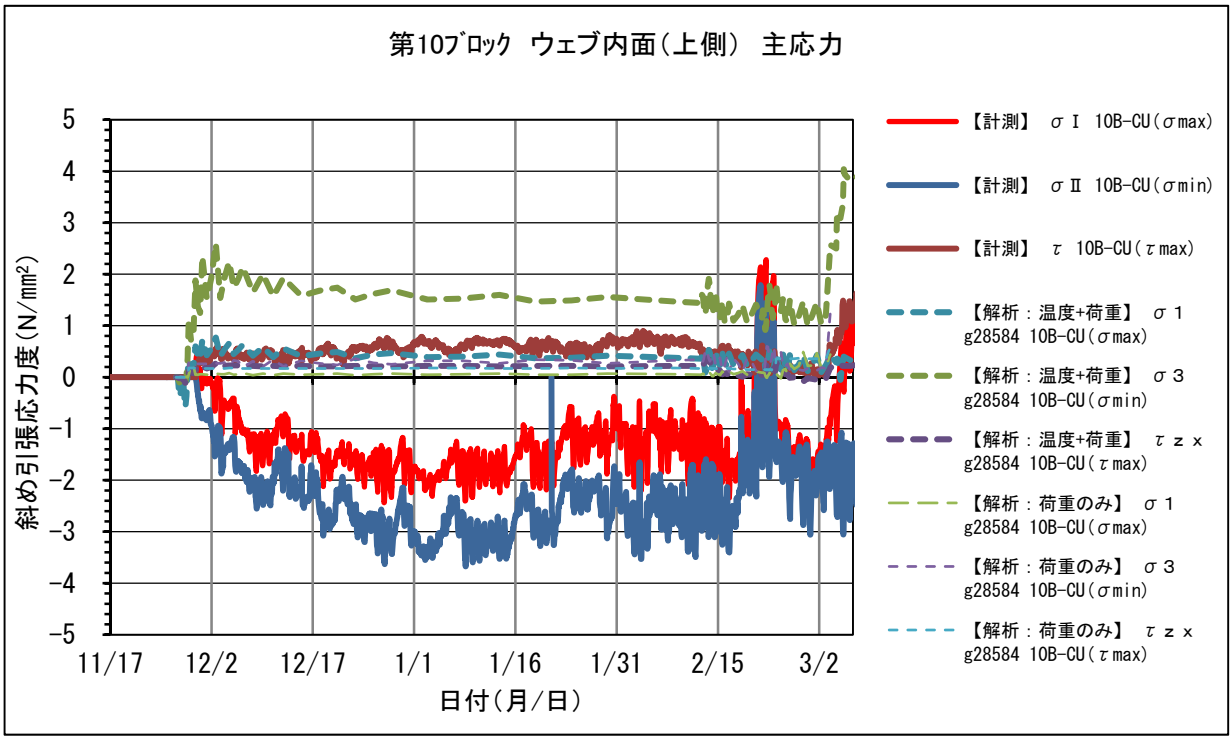


参図-4.13　第 10 ブロック先端の橋軸方向鉄筋応力度(けた中心位置)

3)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ上側)

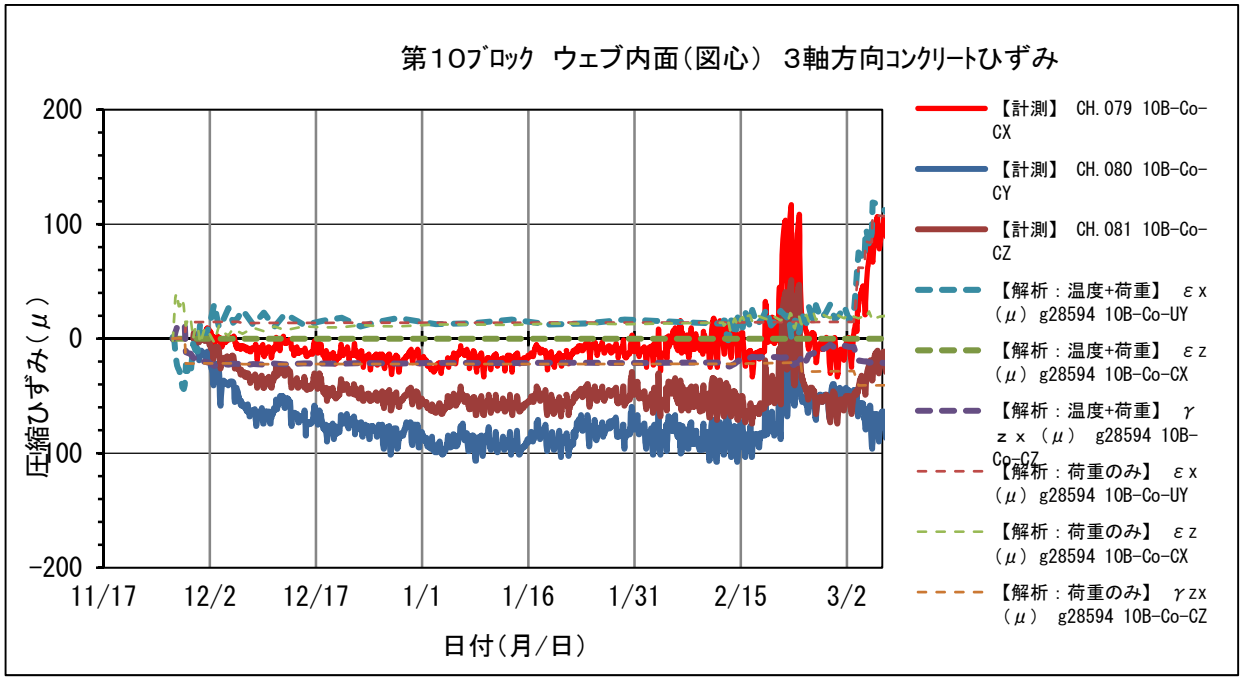


参図-4.14　第 10 ブロック中央のウェブ内面 3 軸方向コンクリートひずみ（上側）

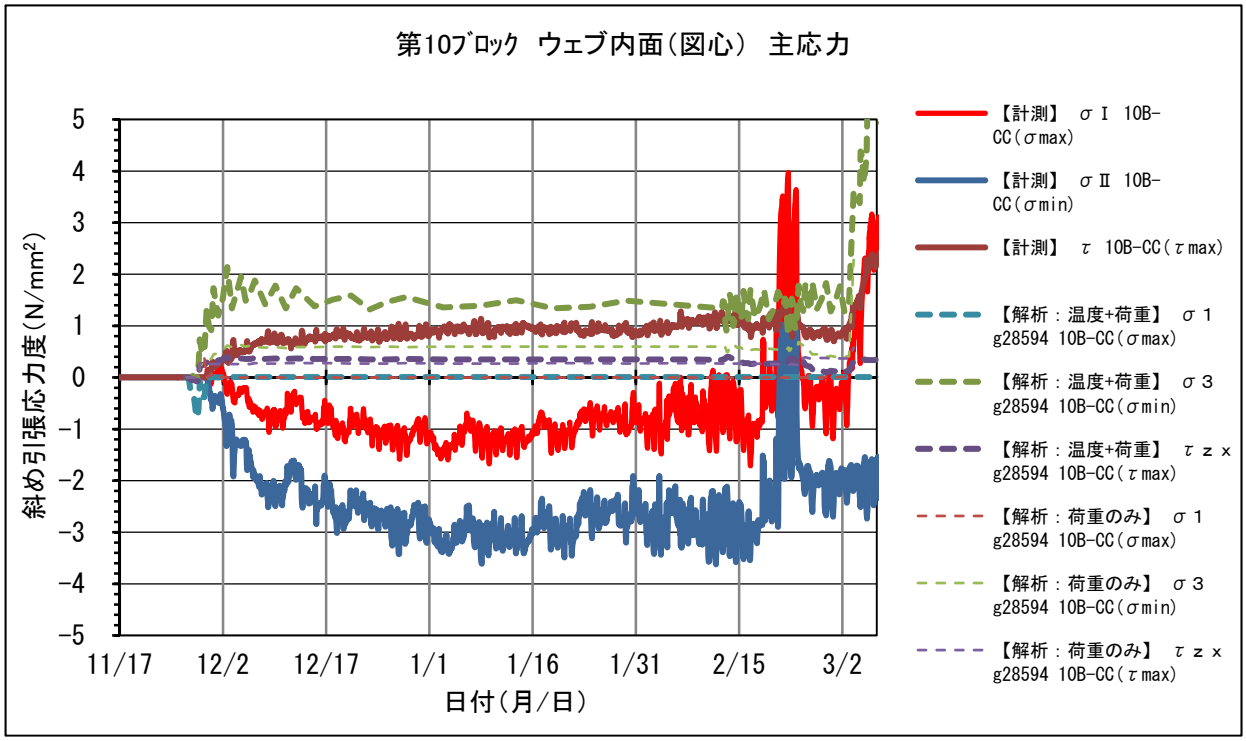


参図-4.15　第 10 ブロック中央のウェブ内面主応力（上側）

4)コンクリートひずみ(ウェブ内面、ウェブ図示)

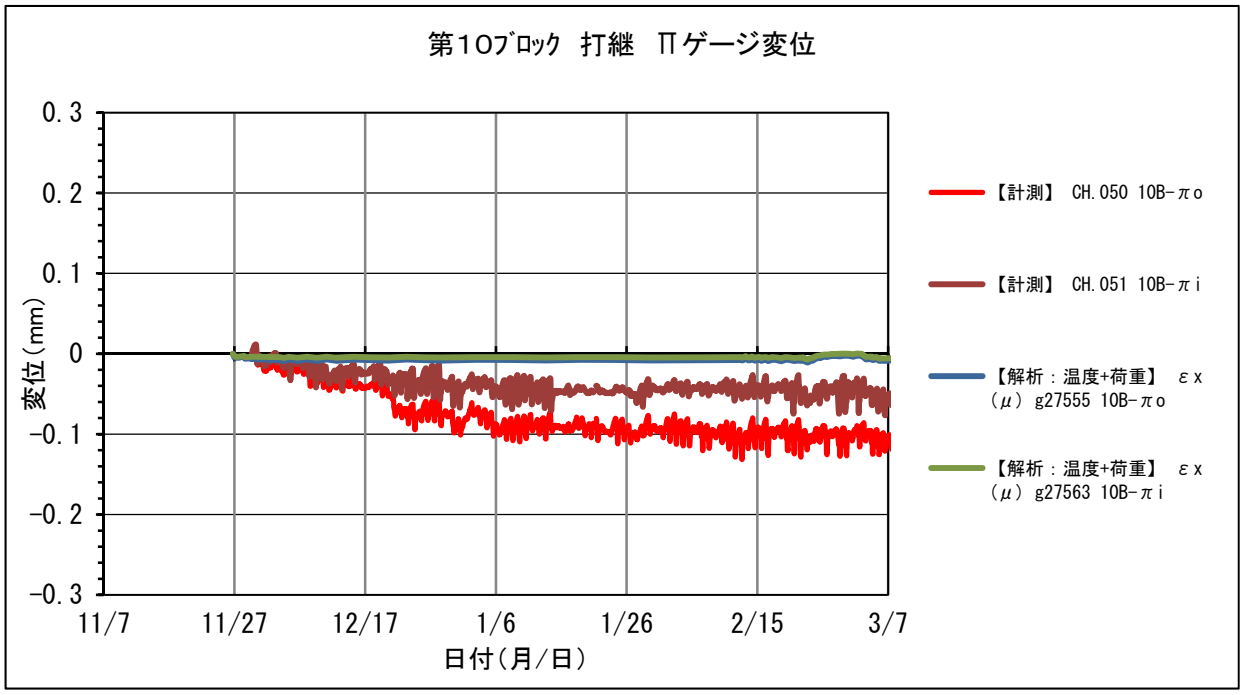


参図-4.16　第 10 ブロック中央のウェブ内面 3 軸方向コンクリートひずみ（図心）



参図-4.17　第 10 ブロック中央のウェブ内面主応力（図心）

5)コンクリート打継ぎ目開き



参図-4.18 第 10 ブロック付根の打継ぎ目開き

(3) 施工時のコンクリート許容応力度の試算例

マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016[1)]に準じて試算する。

設定条件：早強ポルトランドセメント　水セメント比　T(⊿ti)＝
σck＝40N/mm²　W/C＝　0.435　10 ℃

管理材齢	係数		各管理材齢の圧縮強度
tn(日)	p1	p2	f'c(tn)＝p1+p2*(C/W)
28	-14.9	30.9	56.1

圧縮強度発現式の各係数

管理材齢	α1	β1	α2	β2	Sf
28	4.39	-1.19	0.841	0.0428	0.3
a＝α1+β1*(C/W)			b＝α2+β2*(C/W)		
a＝	1.654		b＝	0.939	

コンクリートの圧縮強度は以下の式で算出する。

$$f_c'(t_e) = \frac{t_e - S_f}{a + b(t_e - S_f)} f_c'(t_n)$$

ここに、

$f_c'(t_e)$：圧縮強度(N/mm²)

t_e：有効材齢(日)

$$t_e = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \cdot exp\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0}\right]$$

ここに、

Δt_i：ある一定のコンクリート温度が継続する期間(日)

$T(\Delta t_i)$：Δt_iの間継続するコンクリート温度(℃)

T_0：1℃

a, b：セメントの種類および管理材齢に応じた圧縮強度の発現を表す係数

$$a = \alpha_1 + \beta_1(C/W)$$

$$b = \alpha_2 + \beta_2(C/W)$$

C/W：セメント水比

S_f：セメントの種類に応じた硬化原点に対応する有効材齢(日)

$f_c'(t_n)$：管理材齢t_nにおける圧縮強度(N/mm²)

$$f_c'(t_e) = p_1 + p_2(C/W)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, p_1, p_2$は、マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016[1)]の**解説表-4.2.5** 及び**解説表-4.2.6** による。

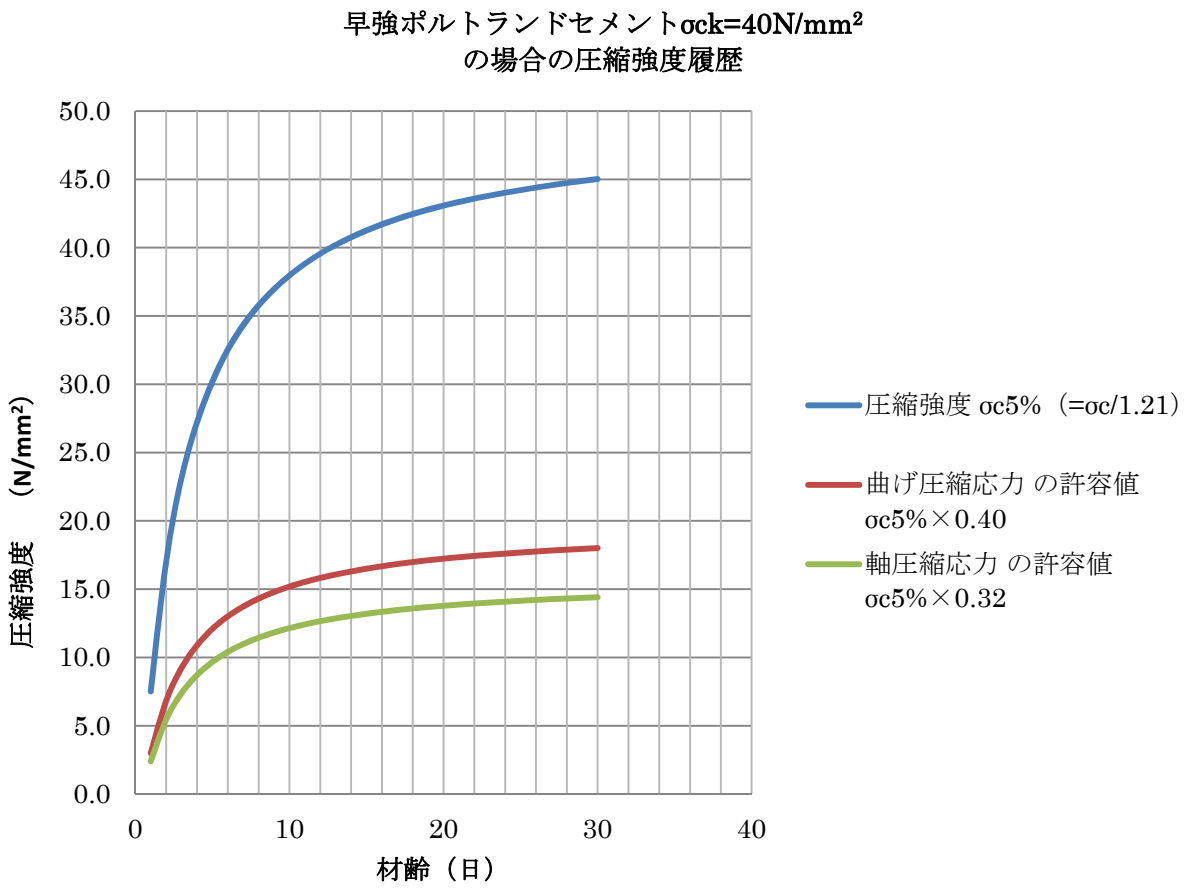
【参考文献】

1) マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016,社団法人日本コンクリート工学会,2016

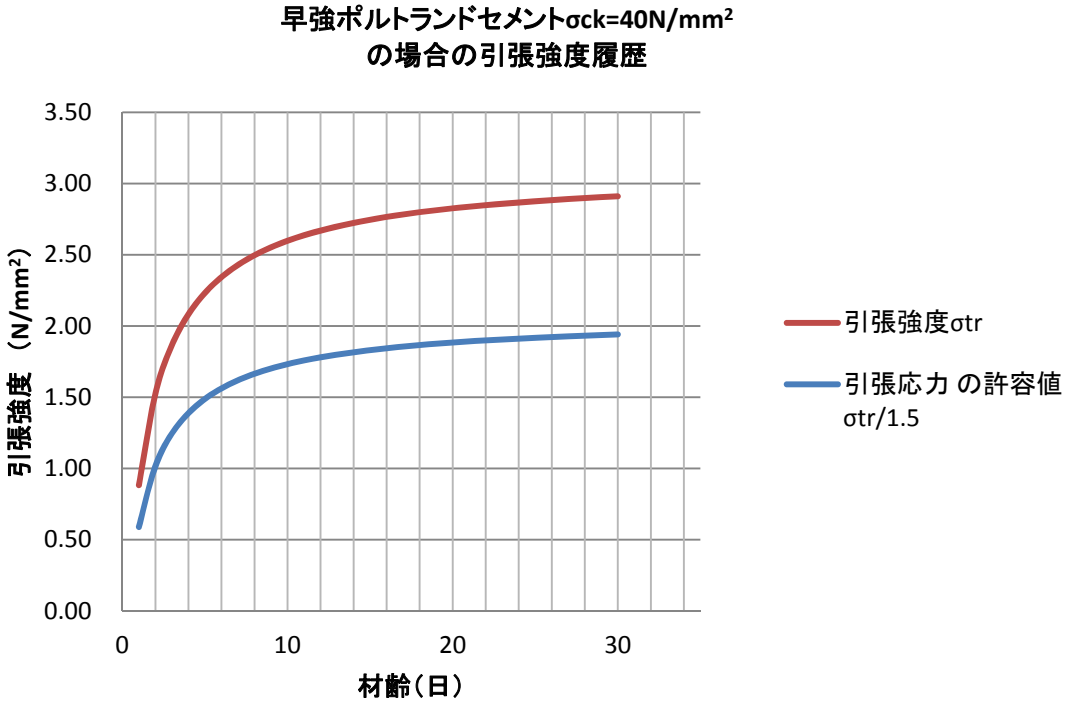
参表-4.3　施工時コンクリート許容応力度（案）

材齢 (日)	有効材令の指数	有効材齢 te (日)	水セメント比 W／C (%)	a	b	管理材齢における圧縮強度 f'c(tn)	Sf	圧縮強度 f'c(te) =σc	5%フラクタイル圧縮強度 σc5%(=σc/1.21)	引張強度σtr (2.3%ﾌﾗｸﾀｲﾙ値) σtr= 0.23・σc5%^(2/3)	施工時許容応力度 引張応力の許容値 σtr/1.5	曲げ圧縮応力の許容値 σc5%×0.40	軸圧縮応力の許容値 σc5%×0.32	斜め引張応力の許容値 σtr/1.5/1.5
1	0.616	0.6	43.5%	1.654	0.939	56.13	0.30	9.1	7.5	0.88	0.59	3.0	2.4	0.39
2	0.616	1.2		1.654	0.939	56.13	0.30	20.7	17.1	1.53	1.02	6.8	5.5	4.56
3	0.616	1.8		1.654	0.939	56.13	0.30	28.0	23.1	1.87	1.24	9.2	7.4	6.16
4	0.616	2.5		1.654	0.939	56.13	0.30	32.9	27.2	2.08	1.39	10.9	8.7	7.26
5	0.616	3.1		1.654	0.939	56.13	0.30	36.6	30.2	2.23	1.49	12.1	9.7	8.06
6	0.616	3.7		1.654	0.939	56.13	0.30	39.4	32.5	2.34	1.56	13.0	10.4	8.67
7	0.616	4.3		1.654	0.939	56.13	0.30	41.5	34.3	2.43	1.62	13.7	11.0	9.15
8	0.616	4.9		1.654	0.939	56.13	0.30	43.3	35.8	2.50	1.66	14.3	11.4	9.54
9	0.616	5.5		1.654	0.939	56.13	0.30	44.7	37.0	2.55	1.70	14.8	11.8	9.86
10	0.616	6.2		1.654	0.939	56.13	0.30	46.0	38.0	2.60	1.73	15.2	12.2	10.13
11	0.616	6.8		1.654	0.939	56.13	0.30	47.0	38.8	2.64	1.76	15.5	12.4	10.35
12	0.616	7.4		1.654	0.939	56.13	0.30	47.9	39.6	2.67	1.78	15.8	12.7	10.55
13	0.616	8.0		1.654	0.939	56.13	0.30	48.6	40.2	2.70	1.80	16.1	12.9	10.72
14	0.616	8.6		1.654	0.939	56.13	0.30	49.3	40.8	2.72	1.82	16.3	13.0	10.87
15	0.616	9.2		1.654	0.939	56.13	0.30	49.9	41.3	2.75	1.83	16.5	13.2	11.00
16	0.616	9.9		1.654	0.939	56.13	0.30	50.5	41.7	2.77	1.84	16.7	13.3	11.12
17	0.616	10.5		1.654	0.939	56.13	0.30	50.9	42.1	2.78	1.86	16.8	13.5	11.23
18	0.616	11.1		1.654	0.939	56.13	0.30	51.4	42.5	2.80	1.87	17.0	13.6	11.32
19	0.616	11.7		1.654	0.939	56.13	0.30	51.8	42.8	2.81	1.88	17.1	13.7	11.41
20	0.616	12.3		1.654	0.939	56.13	0.30	52.1	43.1	2.83	1.88	17.2	13.8	11.49
21	0.616	12.9		1.654	0.939	56.13	0.30	52.4	43.3	2.84	1.89	17.3	13.9	11.56
22	0.616	13.6		1.654	0.939	56.13	0.30	52.7	43.6	2.85	1.90	17.4	13.9	11.62
23	0.616	14.2		1.654	0.939	56.13	0.30	53.0	43.8	2.86	1.91	17.5	14.0	11.69
24	0.616	14.8		1.654	0.939	56.13	0.30	53.3	44.0	2.87	1.91	17.6	14.1	11.74
25	0.616	15.4		1.654	0.939	56.13	0.30	53.5	44.2	2.88	1.92	17.7	14.2	11.79
26	0.616	16.0		1.654	0.939	56.13	0.30	53.7	44.4	2.88	1.92	17.8	14.2	11.84
27	0.616	16.6		1.654	0.939	56.13	0.30	53.9	44.6	2.89	1.93	17.8	14.3	11.89
28	0.616	17.3		1.654	0.939	56.13	0.30	54.1	44.7	2.90	1.93	17.9	14.3	11.93
29	0.616	17.9		1.654	0.939	56.13	0.30	54.3	44.9	2.90	1.94	18.0	14.4	11.97
30	0.616	18.5		1.654	0.939	56.13	0.30	54.5	45.0	2.91	1.94	18.0	14.4	12.01
40	0.616	24.6		1.654	0.939	56.13	0.30	55.7	46.1	2.96	1.97	18.4	14.7	12.28
50	0.616	30.8		1.654	0.939	56.13	0.30	56.5	46.7	2.98	1.99	18.7	14.9	12.45
60	0.616	37.0		1.654	0.939	56.13	0.30	57.0	47.1	3.00	2.00	18.8	15.1	12.57
70	0.616	43.1		1.654	0.939	56.13	0.30	57.4	47.4	3.01	2.01	19.0	15.2	12.65
80	0.616	49.3		1.654	0.939	56.13	0.30	57.7	47.7	3.02	2.02	19.1	15.3	12.71
90	0.616	55.5		1.654	0.939	56.13	0.30	57.9	47.9	3.03	2.02	19.1	15.3	12.76
91	0.616	56.1		1.654	0.939	56.13	0.30	57.9	47.9	3.03	2.02	19.1	15.3	12.77

施工時におけるコンクリート許容応力度の強度履歴



参図-4.19　施工時コンクリート許容応力度（圧縮強度履歴）



参図-4.20　施工時コンクリート許容応力度（引張強度履歴）

－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－
国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of NILIM
N o.1046 July 2018
土木研究所共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
N o.498 July 2018

編集・発行　©国土技術政策総合研究所
©国立研究開発法人土木研究所

－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－
本資料の転載・複写の問い合わせは

国土技術政策総合研究所 企画部 研究評価・推進課
〒305-0804 茨城県つくば市旭 1 番地 電話 029-864-2675
国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754