ISSN 1346-7328
国総研資料　第1359号
共同研究報告書 第644号
令 和 8 年 9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.1359
and
Cooperative Research Report of PRWI,No.644
No.1359　　September　2026

コンクリート床版橋の保全に関する研究

Research on Preservation of Concrete Slab Bridge

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
Ministry of Land, Infrastructure,Transport and Tourism,Japan
Public Works Research Institute
Japan Prestressed Concrete Contractors Association

国土技術政策総合研究所資料　第 1359 号
共同研究報告書　第 644 号
2026 年 9 月

Technical Note of NILIM No.1359
Cooperative Research Report of PRWI, No.644
September 2026

コンクリート床版橋の保全に関する研究

Research on Preservation of Concrete Slab Bridge

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
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan
Public Works Research Institute
Japan Prestressed Concrete Contractors Association

概要

プレテンション PC 床版橋において横締め PC 鋼材の腐食により破断し突出した事例や、中空床版橋において床版上面の踏み抜きが生じた事例が見られている。これらの事象が発生した時には、個々の橋の状態などに応じて個別に適切な対応が必要であるが、調査・診断、緊急対応方法、再発防止策などの維持管理に関する過去の経験、知見を集約したものがあると、参考にできるものと考えられる。そこで、本研究では、事例の収集、現地調査を通じてコンクリート床版橋の損傷事例や調査・対策に関する知見を集約した。また、横締め PC 鋼材が破断した PC 床版橋の耐荷力、及び床版橋中空部上面のコンクリートの耐荷力や耐久性についての、既往の数値解析結果や今回新たに行った数値解析に基づいて、横締め PC 鋼材の腐食、破断や、中空部の上面の踏み抜きに対する点検、調査、対策、並びに、事象が発生したときの緊急対応について、手順や留意点などを整理した。

キーワード：コンクリート床版橋，横締め PC 鋼材の破断，中空型枠の浮き上がり，滞水，維持管理

Synopsis

Fracture and protrusion of transverse prestressing tendons due to corrosion in pre-tensioned PC slab bridges, and punching failures in hollow slab bridges have been reported in recent years. However, knowledge on inspection, diagnosis, emergency response, and preventive measures has not been systematically compiled. This study consolidated knowledge on damage, inspection, and countermeasures through case collection and field investigations as well as numerical simulations for the strength and durability of hollow slab concrete. Procedures and key considerations at each stage were summarized.

Key Words: Concrete slab bridge, transversely prestressed steel, formwork uplift, stagnant water maintenance

共同研究参加機関及び担当者名簿

【研究参加機関及び研究担当者（順不同）】　研究期間：2018.10.1～2022.3.31

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

白戸　真大
岡田　太賀雄（2018.10～2019.3）
餘久保　陽　（2019.4～2021.3）
市川　幸治　（2019.4～2021.3）
佐々田　敬久（2021.4～）
横田　剛　　（2018.10～2019.3）
平野　義徳　（2019.4～2021.3）
五味　傑　　（2021.4～）

国立研究開発法人　土木研究所

古賀　裕久
中村　英佑　（2018.10～2020.3）
櫻庭　浩樹　（2020.4～）
石田　雅博　（2018.10～2019.3）
大島　義信　（2018.10～2019.3）
吉田　英二　（2020.4～）
水戸　健介　（2018.10～2019.3）
小田部　貴憲（2019.4～2021.3）
田中　祐貴　（2021.4～）

(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

堀越　直樹　（2018.10～2020.3）
井隼　俊也　（2020.4～）
田中　慎也
齋藤　和也
前川　和洋
佐藤　久文　（2018.10～2019.3）
西口　直樹　（2019.4～）
藤森　信一
舩野　浩司
河邊　修作

共同研究の結果を、(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会、国土交通省 国土技術政策総合研究所 が執筆し、下記の担当者が取り纏めたものである。

【取り纏め担当者（2026 年 9 月現在)】
(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
井隼　俊也

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
白戸　真大
五味　傑
白石　悠希
矢野　峻規

なお、共同研究の役割分担は以下の通りである。

研究項目		研究分担		
		国土技術政策総合研究所	共同研究者 指定機関 （国研）土木研究所	共同研究者 指定機関 （一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会
①損傷事例や損傷後の調査・診断方法、再発防止対策の事例収集	横締めPC鋼棒突出事例及び中空型枠上部の損傷事例、調査・診断方法、予防保全方法、再発防止対策、水抜き対策に関する知見の収集、集約	◎ (集約)	◎ (調査、診断)	◎ (対策)
	過去の対策事例の現況調査	○	○	◎
②要素技術の検証とその高度化及び合理化	標準設計、JIS、材料、施工方法、施工管理方法の変遷の調査	◎ (集約)	◎ (材料等)	◎ (施工)
	横締めPC鋼棒の有無が耐荷力に与える影響の把握と実務における耐荷力評価方法の高度化及び合理化	○	―	◎ (解析)
	中空型枠上部の損傷に関する実験や数値解析による耐荷・累積損傷機構の再評価	◎ (実験、解析)	―	―
	補修手順、工程・施工管理に関する標準化と実験による検証	○	―	◎ (実験)
③調査・対策の手引き案及び事例集の作成	調査・対策等の手順や各段階における留意点のとりまとめと事例の整理	◎ (全体まとめ)	◎ (調査・診断法まとめ)	◎ (施工法まとめ)
④設計基準への反映	調査・試験方法、予防保全方法、再発防止対策の要求性能の設定	◎	―	―

◎：主体的に研究を行う者　※(　)内は担当する内容

○：調査・実験への同行、会議への参加等、研究を補助する者

まえがき

研究概要

コンクリート床版橋は、プレキャスト主桁を敷き並べて版となるように一体化する、または場所打ちコンクリート床版内に中空型枠を埋設するなどの構造的特徴を有するもので、現在に至るまでに直轄国道では 12,500 橋程度架設されている。

昭和 34 年には、設計施工の単純化・規格化を目的として、建設省土木研究所においてコンクリート床版橋を対象とした道路橋標準設計が制定された。標準設計では設計が単純化された一方で、品質の確保や耐久性に配慮した細部の構造や、細かな施工方法までは示されていない。このような特徴から現在、例えば継目部や中空部が水の浸入に対する弱点部になり、かつ、外部からその変状を把握することを難しくしている。

近年、過去に施工されたコンクリート床版橋において、横締め PC 鋼材が腐食により破断し突出した事例や、中空型枠上部にて床版の踏み抜きが生じた事例が発生しており、今後も同種の事例が生じることを想定し、維持管理を行う必要がある。しかし、過去に同種の損傷事例が繰り返し生じているものの、これまで個別に対応されてきたのが現状であり、調査・診断方法、緊急対応方法、再発防止対策などの知見が集約されたものはない。

上記を踏まえ、本共同研究では、コンクリート床版橋の損傷事例や調査・対策に関する知見を集約し、調査・対策の手順や各段階における留意点の取りまとめを行った。

報告書の構成

本報告書は以下のように構成している。

第Ⅰ編	：プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材突出に対する検討
第Ⅱ編	：場所打ち中空床版橋の健全性評価と対策
Ⅱ-1	：中空床版橋の健全性評価
Ⅱ-2	：中空床版の踏み抜き対策
Ⅱ-3	：中空型枠内の滞水対策
【参考資料-1】	：プレテンション PC 床版橋の調査の手引き（案）
【参考資料-2】	：中空床版橋の踏み抜き対策にかかわる参考資料（案）
【参考資料-3】	：中空床版橋の水抜き設置にかかわる参考資料（案）

Ⅰ編は、プレテンション主桁を横締め PC 鋼材で一体化した床版橋に対して、既往の損傷事例の調査分析と知見の整理、並びに耐荷力評価のケーススタディを通して、PC 鋼材の突出に対する維持管理の参考となる知見をまとめた。

Ⅱ編は、場所打ちの中空床版橋を対象に 3 つに分けている。健全性評価編では、既往の

変状事例の調査分析と知見の整理、並びに数値解析を通して、中空型枠の浮き上がりや滞水といった変状に対し、調査段階において健全性を評価する方法を提案した。踏み抜き対策編、滞水対策編では、変状に分けてそれぞれの対策事例を集約し、補修施工方法に関する検証的実験を通じて補修対策の参考になる知見を整理し、対策方法の改善案と管理方法の例を提案した。

また、Ⅰ編で集約した知見に対し、プレテンション PC 床版橋の調査の手引き（案）を、Ⅱ編で集約した知見に対し、中空床版橋の踏み抜きの対策にかかわる参考資料（案）と中空床版橋の水抜き設置にかかわる参考資料（案）をそれぞれ参考資料として掲載している。なお、これらの参考資料は、道路管理者等が PC 床版橋の状態を把握したり、踏み抜きや滞水への対策を行うにあたり参考となるように取りまとめたものである。したがって、参考資料を用いるにあたっては、その位置づけや取り扱いは各道路管理者が個々の案件ごとに決めるものであり、基準のごとく扱ったり、画一的に適用するものではないことに注意が必要である。

目　　次

Ⅰ編　プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材突出に対する検討

目 次 ····· Ⅰ-1
1 章. 概要 ····· Ⅰ-3
1.1 研究の背景と目的 ····· Ⅰ-3
1.2 研究の流れ ····· Ⅰ-4
1.3 用語の定義 ····· Ⅰ-6
2 章. プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム ····· Ⅰ-7
2.1 床版橋の整備状況 ····· Ⅰ-7
2.2 プレテンション PC 床版橋の概要 ····· Ⅰ-7
2.3 PC 鋼材破断のメカニズム及びリスクの例 ····· Ⅰ-11
3 章. プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法の変遷と状態把握の注意点 ····· Ⅰ-13
3.1 材料、施工機械、施工方法の変遷 ····· Ⅰ-13
3.2 現行の一般的な仕様 ····· Ⅰ-24
3.3 床版橋の技術変遷に基づく注意点 ····· Ⅰ-25
4 章. 損傷事例の調査 ····· Ⅰ-28
4.1 既設 PC 床版橋における横締め PC 鋼材の突出事例 ····· Ⅰ-28
4.2 既設 PC 床版橋の現地調査 ····· Ⅰ-41
5 章. 損傷事例の分析 ····· Ⅰ-120
5.1 調査結果の整理 ····· Ⅰ-120
5.2 調査結果の分析 ····· Ⅰ-123
5.3 損傷事例の調査を踏まえた PC 鋼材破断に対する維持管理について ····· Ⅰ-125
6 章. 横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ ····· Ⅰ-134
6.1 概要 ····· Ⅰ-134
6.2 横締め PC 鋼材の有無が耐荷力に与える影響検討 ····· Ⅰ-134
6.3 プレテンション PC 床版橋の設計方法 ····· Ⅰ-134
6.4 格子構造としての耐荷力評価(ケーススタディ) ····· Ⅰ-134
6.5 桁 1 本状態の耐荷力評価 ····· Ⅰ-151
6.6 ケーススタディ検討結果総括 ····· Ⅰ-155
6.7 ケーススタディから得られた知見 ····· Ⅰ-158
7 章. まとめ ～維持管理の参考となる知見の整理～ ····· Ⅰ-159
7.1 使用する材料や施工機械の変遷から得られた知見 ····· Ⅰ-159
7.2 損傷事例調査及び現地調査から得られた知見 ····· Ⅰ-160
7.3 耐荷力評価のケーススタディから得られた知見 ····· Ⅰ-161

Ⅱ編　場所打ち中空床版橋の健全性評価と対策

Ⅱ-1　中空床版橋の健全性評価

目 次 ····· Ⅱ-2
1 章. 概要 ····· Ⅱ-4
1.1 研究の背景と目的 ····· Ⅱ-4
1.2 研究の流れ ····· Ⅱ-5
2 章. 中空床版橋の概要 ····· Ⅱ-7
2.1 整備状況 ····· Ⅱ-7
2.2 中空床版橋の構造概要 ····· Ⅱ-7
3 章. 中空床版橋に関する技術基準類の変遷 ····· Ⅱ-10
3.1 概要 ····· Ⅱ-10
3.2 中空型枠に関する技術基準類の調査結果 ····· Ⅱ-10
3.3 中空型枠に関する各技術基準の詳細 ····· Ⅱ-12
4 章. 中空床版橋の変状事例の調査 ····· Ⅱ-21
4.1 踏み抜きに着目した変状事例 ····· Ⅱ-21
4.2 中空型枠上部の床版厚計測事例 ····· Ⅱ-26
4.3 中空型枠内の滞水に着目した変状事例 ····· Ⅱ-32
4.4 中空型枠の浮き上がりや滞水の本研究での事例収集に関するまとめ ····· Ⅱ-42
5 章. 浮き上がりが生じた中空床版橋の耐荷性能に関する既往研究の調査 ····· Ⅱ-45
5.1 概要 ····· Ⅱ-45
5.2 既往の研究における中空床版の耐荷力検討モデルと評価方法 ····· Ⅱ-45
5.3 既往の研究を踏まえた本研究での検討方針 ····· Ⅱ-48
6 章. 床版厚が耐久性に及ぼす影響に関する数値解析 ····· Ⅱ-49
6.1 踏み抜きに対する数値解析による検証 ····· Ⅱ-49
6.2 解析結果に基づく点検時の着目点及び補修時の留意事項 ····· Ⅱ-71
7 章. 中空型枠の浮き上がりや型枠内部の滞水の影響に関する状態の評価のまとめ ····· Ⅱ-72
7.1 踏み抜き、浮き上がり ····· Ⅱ-72
7.2 滞水 ····· Ⅱ-72

Ⅱ-2　中空床版の踏み抜き対策

目 次 ····· Ⅱ-74
1 章. 概要 ····· Ⅱ-75
1.1 研究の背景と目的 ····· Ⅱ-75
1.2 研究の流れ ····· Ⅱ-76
2 章. 対策事例に関する調査 ····· Ⅱ-77
2.1 対策事例の調査 ····· Ⅱ-77
2.2 事例調査を踏まえた検討課題の抽出 ····· Ⅱ-83

3章. 設計・施工前の調査の留意点に関する検討 …… Ⅱ-84
3.1 中空型枠上部の床版厚測定方法 …… Ⅱ-84
3.2 非破壊計測結果と微破壊計測結果の比較 …… Ⅱ-84
3.3 調査方法の提案 …… Ⅱ-89
4章. 補修施工方法に対する検証検討 …… Ⅱ-90
4.1 型枠材の要求性能の整理 …… Ⅱ-90
4.2 型枠材の施工方法に対する実験的検証 …… Ⅱ-93
4.3 型枠材の性能指標の確認 …… Ⅱ-105
4.4 施工方法のまとめと留意事項 …… Ⅱ-106

Ⅱ-3　中空型枠内の滞水対策

目 次 …… Ⅱ-109
1章. 概要 …… Ⅱ-110
1.1 研究の背景と目的 …… Ⅱ-110
1.2 研究の流れ …… Ⅱ-111
2章. 滞水の要因 …… Ⅱ-112
2.1 構造的特徴と滞水の要因 …… Ⅱ-112
2.2 水の浸入要因の整理 …… Ⅱ-113
2.3 排水不良要因の整理 …… Ⅱ-116
3章. 事例調査 …… Ⅱ-118
3.1 型枠内調査事例 …… Ⅱ-118
3.2 補修事例 …… Ⅱ-119
3.3 事例調査を踏まえた検討課題の抽出 …… Ⅱ-121
4章. 補修施工方法に対する検討 …… Ⅱ-122
4.1 中空型枠の排水性・点検性に関する検証試験の概要 …… Ⅱ-122
4.2 試験計画 …… Ⅱ-122
4.3 試験結果 …… Ⅱ-126

【参考資料 1】プレテンション PC 床版橋の調査の手引き（案）

1. 横締め PC 鋼材の状態の把握 ····· 参 1-2
1.1 横締め PC 鋼材の状態把握フロー案 ····· 参 1-2
1.2 横締め PC 鋼材の状態把握における留意点 ····· 参 1-10
1.3 状態把握のポイント及び現状把握の事例 ····· 参 1-12
2. 横締め PC 鋼材の調査 ····· 参 1-21
2.1 調査・対策時の安全確保における留意事項 ····· 参 1-21
2.2 調査方法における留意事項 ····· 参 1-21

【参考資料 2】中空床版橋の踏み抜き対策にかかわる参考資料（案）

1. 適用の範囲 ····· 参 2-2
2. 踏み抜きに対する施工手順とその留意点 ····· 参 2-3
2.1 施工手順 ····· 参 2-3
2.2 各手順の解説 ····· 参 2-4

【参考資料 3】中空床版橋の水抜き設置にかかわる参考資料（案）

1. 適用の範囲 ····· 参 3-2
2. 滞水に対する施工手順と留意点 ····· 参 3-3
2.1 施工手順 ····· 参 3-3
2.2 各手順の解説 ····· 参 3-3

Ⅰ編　プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材突出に対する検討

Ⅰ編　目 次

1章.　概要 Ⅰ-3
1.1　研究の背景と目的..... Ⅰ-3
1.2　研究の流れ..... Ⅰ-4
1.3　用語の定義..... Ⅰ-6

2章.　プレテンションPC床版橋の概要及びPC鋼材破断メカニズム..... Ⅰ-7
2.1　床版橋の整備状況..... Ⅰ-7
2.2　プレテンションPC床版橋の概要..... Ⅰ-7
2.2.1　構造概要 Ⅰ-7
2.2.2　設計方法 Ⅰ-8
2.2.3　施工方法 Ⅰ-10
2.3　PC鋼材破断のメカニズム及びリスクの例 Ⅰ-11
2.3.1　一般的な横締めPC鋼材破断のメカニズム Ⅰ-11
2.3.2　横締めPC鋼材突出のリスクの例 Ⅰ-12

3章.　プレテンションPC床版橋の材料や施工方法の変遷と状態把握の注意点. Ⅰ-13
3.1　材料、施工機械、施工方法の変遷..... Ⅰ-13
3.1.1　概要 Ⅰ-13
3.1.2　横締めPC鋼材の変遷 Ⅰ-13
3.1.3　シースの変遷 Ⅰ-15
3.1.4　グラウトに関する技術の変遷 Ⅰ-16
3.1.5　間詰めコンクリートの変遷 Ⅰ-20
3.2　現行の一般的な仕様..... Ⅰ-24
3.3　床版橋の技術変遷に基づく注意点..... Ⅰ-25
3.3.1　点検における注意点 Ⅰ-25
3.3.2　対策における注意点 Ⅰ-26

4章.　損傷事例の調査..... Ⅰ-28
4.1　既設PC床版橋における横締めPC鋼材の突出事例..... Ⅰ-28
4.1.1　事例①　Ⅰ橋（緊急対応事例） Ⅰ-28
4.1.2　事例②　Ⅱ橋（補修後の再劣化、補修箇所以外の劣化） Ⅰ-31
4.1.3　事例③　Ⅲ橋（複数本の突出） Ⅰ-33
4.1.4　事例④　Ⅳ橋（補修途中に別の鋼材が突出） Ⅰ-35
4.1.5　事例⑤　Ⅴ橋（カップラー接続位置の推定事例） Ⅰ-39
4.2　既設PC床版橋の現地調査..... Ⅰ-41

5章.　損傷事例の分析..... Ⅰ-120
5.1　調査結果の整理..... Ⅰ-120
5.2　調査結果の分析..... Ⅰ-123
5.3　損傷事例の調査を踏まえたPC鋼材破断に対する維持管理について..... Ⅰ-125

5.3.1　日常点検における注意点 Ⅰ-125
5.3.2　緊急時の対応における注意点 Ⅰ-126
5.3.3　恒久対策・復旧について Ⅰ-128

6 章.　横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ..... Ⅰ-134
6.1　概要..... Ⅰ-134
6.2　横締め PC 鋼材の有無が耐荷力に与える影響検討..... Ⅰ-134
6.3　プレテンション PC 床版橋の設計方法..... Ⅰ-134
6.4　格子構造としての耐荷力評価(ケーススタディ)..... Ⅰ-134
6.4.1　検討概要並びに検討方法 Ⅰ-134
6.4.2　検討ケース Ⅰ-137
6.4.3　検討結果 Ⅰ-139
6.5　桁 1 本状態の耐荷力評価..... Ⅰ-151
6.5.1　曲げに対する検討 Ⅰ-152
6.5.2　せん断に対する検討 Ⅰ-154
6.6　ケーススタディ検討結果総括..... Ⅰ-155
6.7　ケーススタディから得られた知見..... Ⅰ-158

7 章.　まとめ ～維持管理の参考となる知見の整理～..... Ⅰ-159
7.1　使用する材料や施工機械の変遷から得られた知見..... Ⅰ-159
7.2　損傷事例調査及び現地調査から得られた知見..... Ⅰ-160
7.3　耐荷力評価のケーススタディから得られた知見..... Ⅰ-161

1章.　概要

1.1 研究の背景と目的

プレテンション方式 PC 床版橋は、1959 年(昭和 34 年)に標準設計が、その後同年に、JIS 規格が整備された。1960～2000 年頃まで、プレテンション PC 床版橋は年間 1,000 橋程度、建設・整備が行われてきた。これらのプレテンション PC 床版橋では、経年の影響として、他のコンクリート橋と同様の劣化や損傷が見られるだけでなく、構造の特徴に関係するものとして間詰めコンクリートの劣化や横締め PC 鋼材の破断や突出の事例が報告されている。特に、横締め PC 鋼材の突出は第三者被害につながるおそれがあり、見逃すことのできない課題である。PC 鋼材の破断や突出は、プレテンション PC 床版橋のみならず、T 桁橋や箱桁橋における横締め PC 鋼材・軸方向の PC 鋼材や、箱桁橋におけるせん断鋼棒にも報告されているが、特にプレテンション PC 床版橋は標準化された構造で整備されてきており、極論すれば、いずれのプレテンション PC 床版橋においても横締め PC 鋼材の破断や突出の可能性があると考えた管理が必要である。しかし、横締め PC 鋼材の破断や突出に対する維持管理方法や対策検討については、以下の課題があると考えられる。

- PC 床版橋における横締め PC 鋼材の破断や突出の可能性の高まりは、橋ごとの下面や側面の外観に現れる変状の特徴や、横締め PC 鋼材の腐食、減肉、破断に対して、定量的ではないにしろ、定性的な関係性はある程度見られる可能性があると考えられるが、そのような観点での損傷例等の蓄積、整理は十分でない。
- 横締め PC 鋼材の破断や突出時には、個々に、橋の耐荷力の評価や通行規制の必要性が検討され、交通の管理や構造の安全性の確保などの対応がとられているものと考えられるが、知見が共有されておらず、破断や突出が確認されたときに、緊急の安全性の確保や橋の耐荷力の評価の観点で参考にできる情報が少ない。
- 予防的な突出防止対策はこれまでにも個々に実施されているものの、その耐久性や維持管理方法についての知見が少ない。

そこで、本研究は、プレテンション PC 床版橋において確認されている横締め PC 鋼材の破断や突出について、a)当該構造の概要、b)横締め PC 鋼材の破断・突出メカニズム、c)横締め PC 鋼材の破断に対する耐荷力評価ケーススタディ、d)損傷状況調査に基づく PC 鋼材破断メカニズムの検証、e)横締め PC 鋼材破断に対する対策事例の現地調査を行った。そして、これらの検討・研究を踏まえて、今後の維持管理の参考となる知見をまとめた。

1.2 研究の流れ

本研究の流れは以下のとおりである(**図- 1.2.1 参照**)。

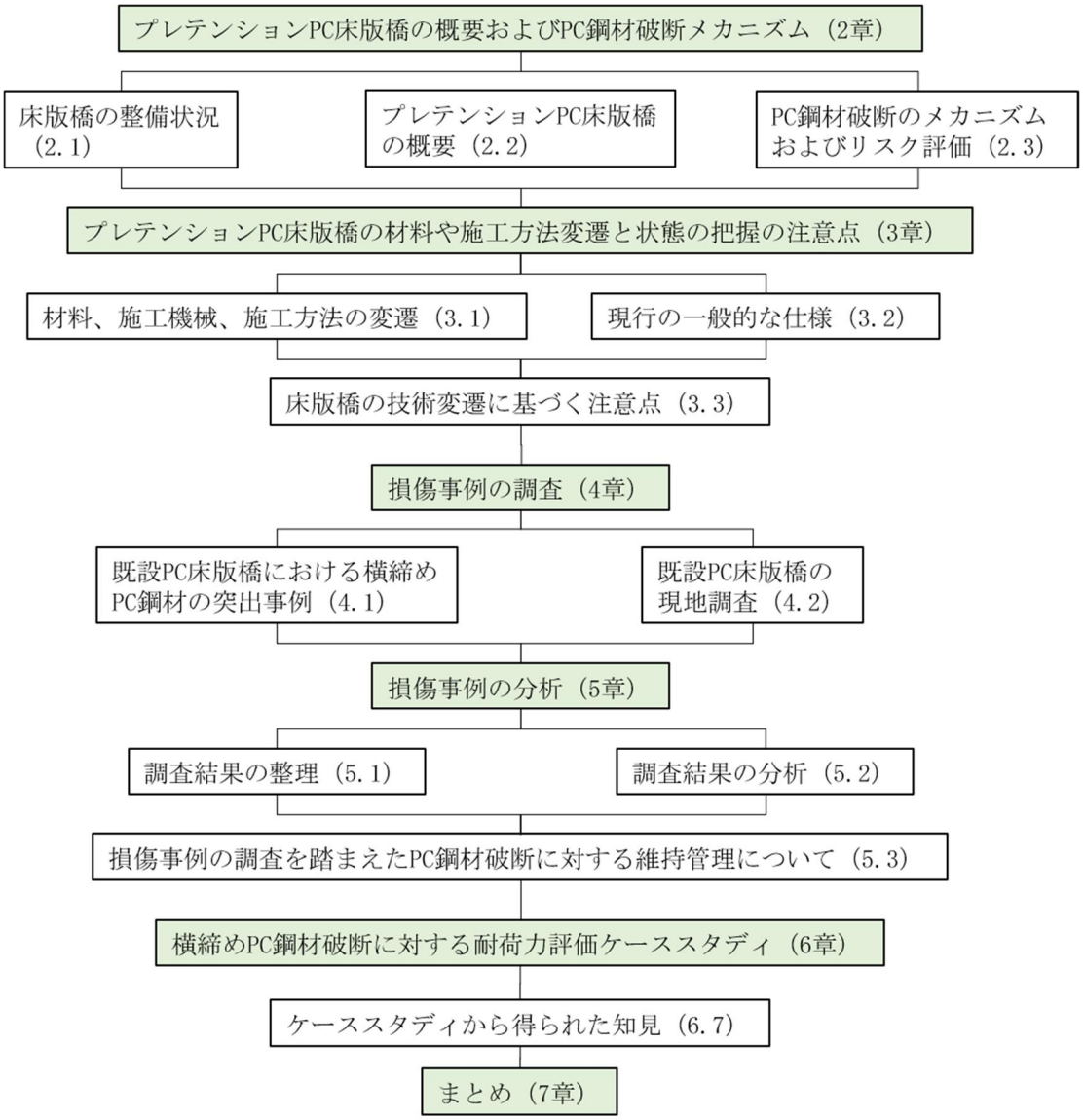


図- 1.2.1　本研究の流れ

報告書の構成

本報告書 I 編の構成は、以下のとおりである。

1 章 概要

2 章 プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム

3 章 プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法変遷と状態の把握の注意点

4 章 損傷事例の調査

5 章 損傷事例の分析

6 章 横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ

7 章 まとめ～維持管理の参考となる知見の整理～

「1 章 概 要」では、本研究の背景及び目的、研究の流れ、報告書の構成、用語の定義を示す。

「2 章 プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム」では、当該構造の橋梁の整備状況や、構造概要（設計・施工を含む）を整理した上で、床版橋において PC 鋼材が破断に至るメカニズムの一般論を述べる。

「3 章 プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法の変遷と状態の把握の注意点」では、床版橋に関わる構造や材料の仕様の変遷や、現行の一般的な仕様について整理した上で、整理結果に基づいて、既設の床版橋の点検及び対策策定時の一般的な注意点を述べる。

「4 章 損傷事例の調査」では、PC 鋼材破断・突出事例及び調査事例を本共同研究にて道路管理者より収集し、突出に至る橋の特徴や知見を整理した。その後、PC 鋼材の破断や突出に至った橋、及びその周辺にある同形式の橋について現地調査を実施し、類似条件において PC 鋼材の破断や突出が見られる橋や、突出事例と同じ変状が出ている橋が無いかを調査・整理した。

「5 章 損傷事例の分析」では、4 章の調査結果を整理した。その後、技術の変遷の観点と、既設橋に出ている変状の観点から分析を行った。また、整理・分析した結果から、PC 鋼材の破断に対する維持管理の提案を試みた。

「**6 章 横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価のケーススタディ**」では、プレテンション PC 床版橋に横締め PC 鋼材の破断が生じた際の耐荷力の評価方法の検討として、格子解析によるケーススタディを実施し、点検等で横締め PC 鋼材が破断したと判断された場合の、その時点における橋としての耐荷性能に関する目安を示した。

「7 **章 まとめ～維持管理の参考となる知見の整理～**」では、2 章から 6 章までで調査した結果に基づき、プレテンション PC 床版橋の維持管理において参考となる知見を整理した。

1.3 用語の定義

本書（I 編）にて用いる用語の定義を以下に示す。

1	本研究	この共同研究を指す。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、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、「PC 建協」）の 3 者による共同研究である。
2	プレテンション PC 床版橋	プレテンション方式でプレストレスを与えたプレキャスト PC 桁を主桁として現地で並べ、間詰めコンクリートを打設した後に横締め PC 鋼材を緊張して一体化した橋を指す。本研究では、単純桁橋の場合はプレテンション PC 単純床版橋と呼ぶ場合もある。プレキャスト PC 桁は、ホロー桁、T 桁（あるいは I 桁）などの形状があるが、本研究では全般を取り扱う。
3	間詰め部／間詰めコンクリート	プレテンション PC 床版橋において、プレキャスト PC 桁どうしの間をつなぐコンクリート部分を指す。本研究では、間詰め部分全般を指す場合は間詰め部、間詰めのコンクリート部分を指す場合は間詰めコンクリートと呼ぶ。
4	横締め PC 鋼材	プレテンション PC 床版橋の橋軸直角方向に用いられる PC 鋼材を指す。一般に、支点横桁、中間横桁に用いられており、PC 鋼材の種類は PC 鋼棒、PC 鋼線、PC 鋼より線のいずれかが用いられる。本研究では一般論として用いる場合は横締め PC 鋼材と呼ぶ。
5	横締め PC 鋼材破断・突出	プレテンション PC 床版橋の横締め PC 鋼材が、何らかの理由によりコンクリート内部で PC 鋼材が破断し、鋼材が定着部から突出することがある。これらの現象を総括して「横締め PC 鋼材破断・突出」と表記する。
6	遊離石灰	コンクリート中の石灰成分が、コンクリート表面に析出している状態及び析出成分を指す。析出する現象としてはエフロレッセンスとも呼ぶが、本研究では遊離石灰という用語で統一している。

2章.　プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム

2.1 床版橋の整備状況

国土交通省が管理している橋梁では、コンクリート床版橋は約 12,500 橋、鋼床版橋は約 1,700 橋ある (図-2.1.1)。建設年代別では 1960 年代に最も多くのコンクリート床版橋が整備されており、約 6 割にあたる 8,000 橋以上が建設後 50 年を超えている(図-2.1.2)。
（国土交通省が管理する道路橋の定期点検の 2016 年までの調書から集計）

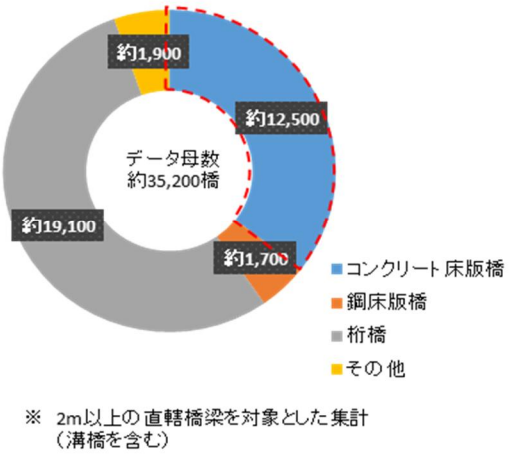


図- 2.1.1　構造物形式別橋梁数

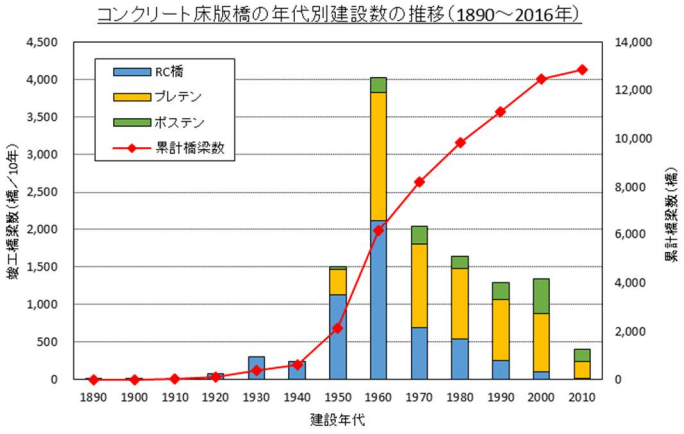


図- 2.1.2　コンクリート床版橋の建設年代推移

2.2 プレテンション PC 床版橋の概要

2.2.1 構造概要

本研究で着目するプレテンション PC 床版橋(図-2.2.1）は、工場で製作されたプレキャスト PC 桁（主桁）を現地で並べ、横締め PC 鋼材を用いて一体化させた構造である。

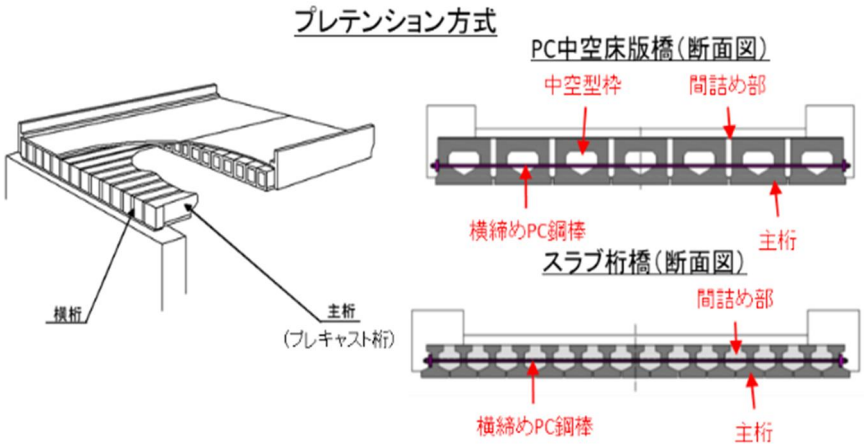


図- 2.2.1　プレテンション PC 床版橋概要

プレテンション PC 床版橋における、主桁の横締め孔と間詰めシースの一般的な構造を、**図**-2.2.2 に示す。3.1.3 にて後述するとおり、1995 年以降の横締めシース径は、桁部で外径φ45（内径φ42)、間詰め部で外径φ38（内径φ35）を用いるのが一般的であり、間詰めシースの固定にはスポンジテープ等の固定テープが用いられることが多い。それ以前には、横締めシース径が小さく、グラウトの施工品質の確保の確実性の観点で現在の仕様よりも劣る。

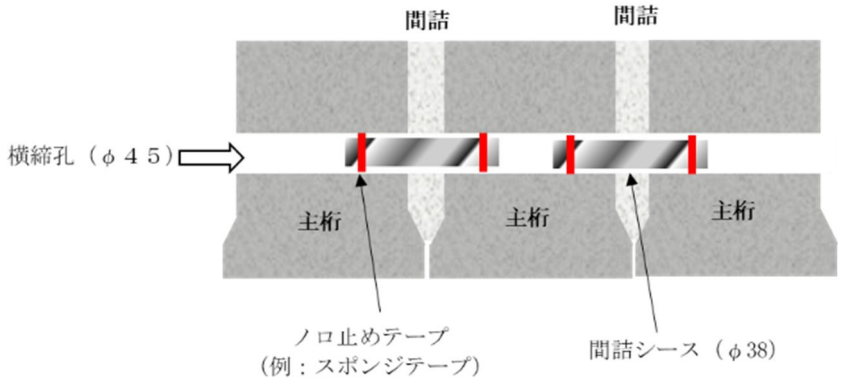


図- 2.2.2　**プレテンション PC 床版橋における横締め構造概要例**

2.2.2 設計方法

プレテンション方式 PC 単純床版橋の設計実務は、例えば、「やさしい PC 橋の設計～プレテンション方式 PC 単純スラブ橋～（H29 道路橋示方書対応）2021 年度 （一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会[1)]」（以下、文献 1）と示す。）に見られる。この文献 1)に示されている設計の全体フローチャートを**図**- 2.2.3 に示す。

プレテンション PC 床版橋は、工場で製作された複数の PC 桁を、架橋位置にて架設し、その後、PC 鋼材で横締めをすることで桁の一体化を図り、版構造として挙動する構造体を形成するものである。この複数の PC 桁の荷重分配は、通常、格子解析や版理論により評価される[2)]。充実床版橋のように主方向と横方向の剛性に差がない構造では、等方性版として仮定し、Olsen の計算図表等に基づいて断面力を算出できるが、プレテンション PC 単純床版橋では、PC 桁を並べるだけでは主方向と横方向の剛性に差がある。そこで、横締め PC により桁どうしを一体化することで並べられた PC 桁が一体で直交異方性版として挙動するようにしたうえで Guyon-Massonnet-Bares の方法に基づいて断面力を算出している場合が多い。

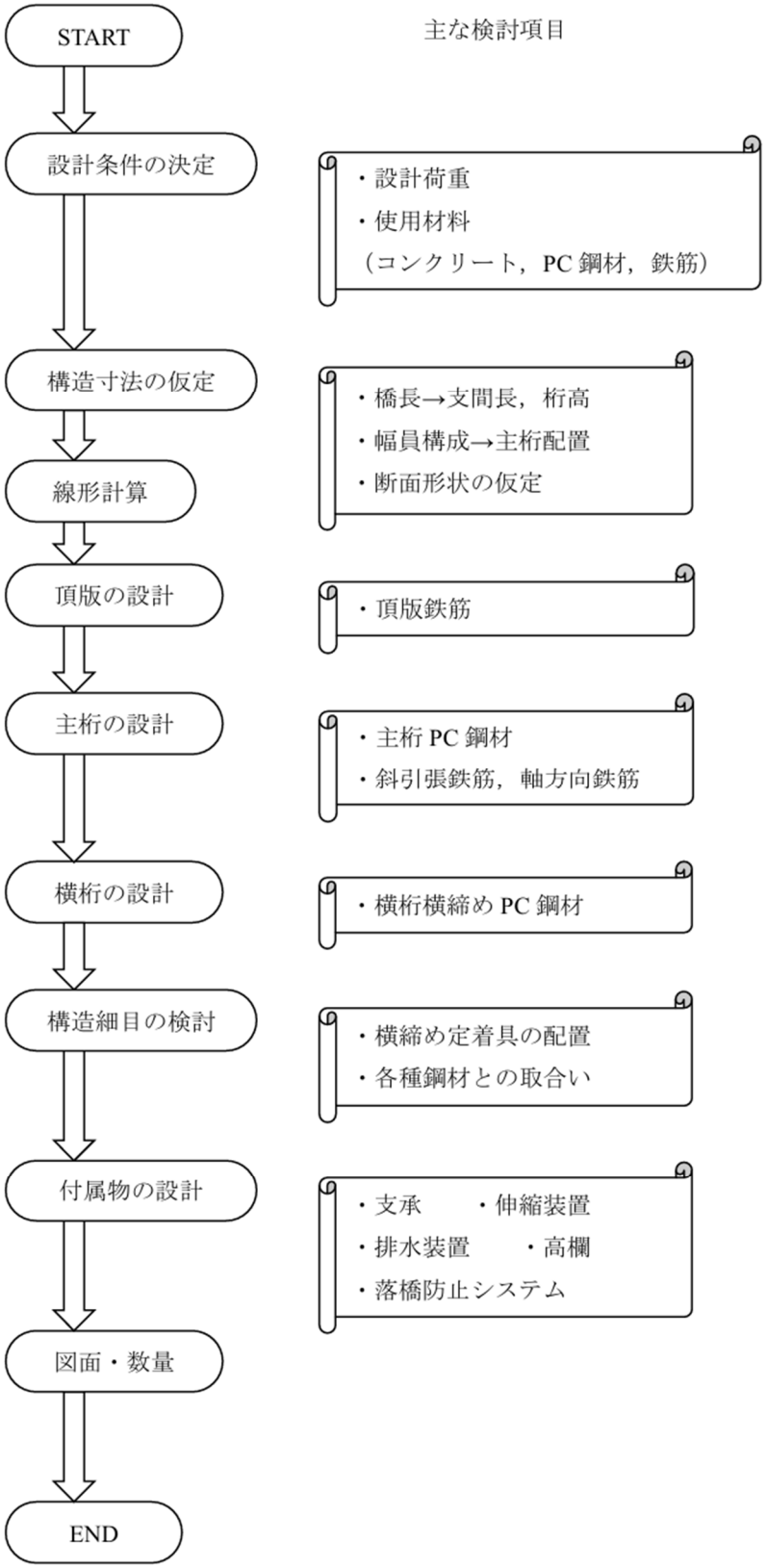


図- 2.2.3　現在一般的に用いられるプレテンション PC 床版橋設計方法の全体フローチャートと検討項目 [1)]

2.2.3 施工方法

プレテンション PC 床版橋は、工場にて主桁が製作され、主方向の緊張を終えた状態で現地に搬入されるため、現場（架橋位置）での主な施工内容は「主桁の架設」～「横組み工（直角方向の一体化）」となる。一般的な施工フロー並びに施工状況を図- 2.2.4 に示す。

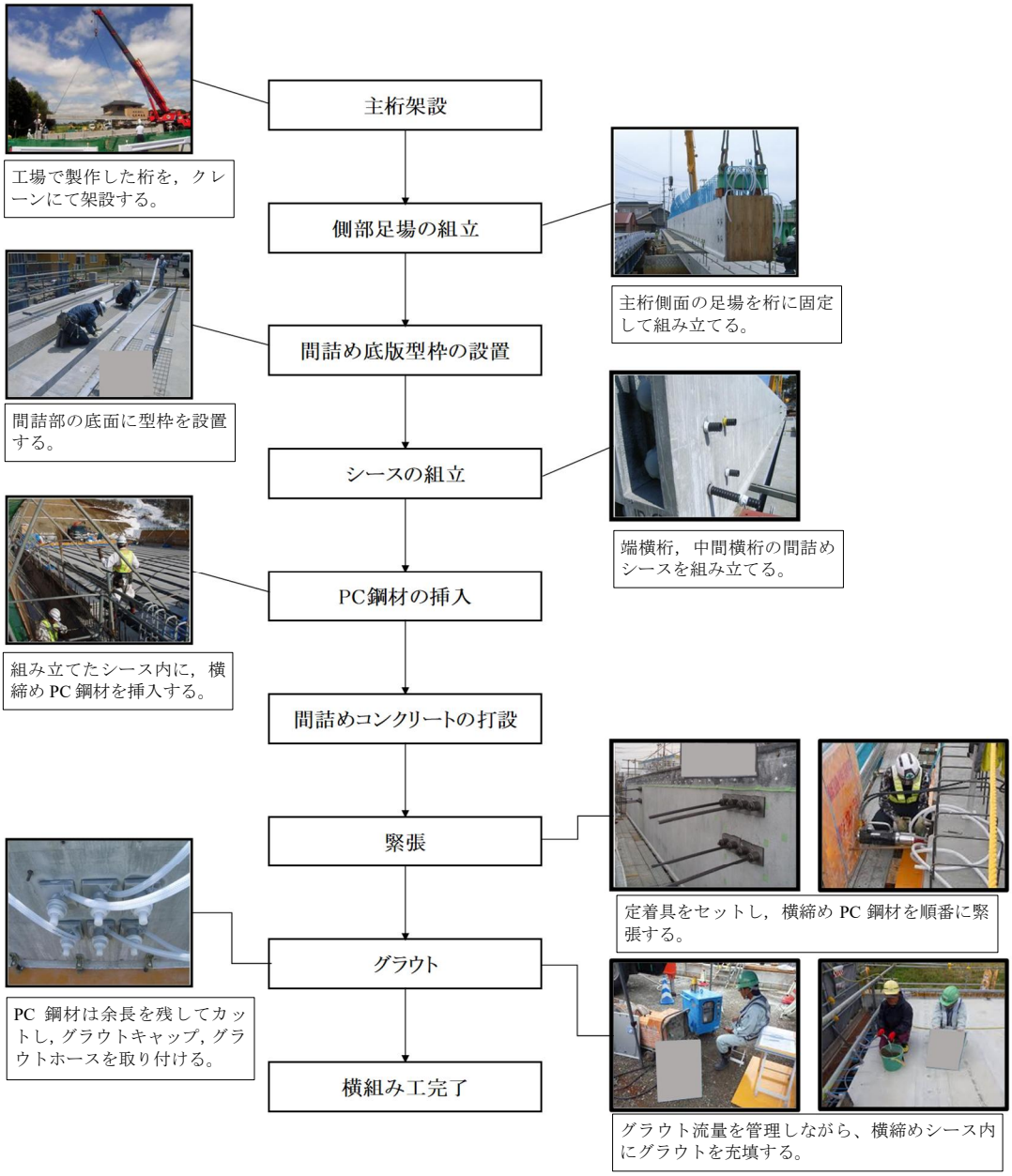
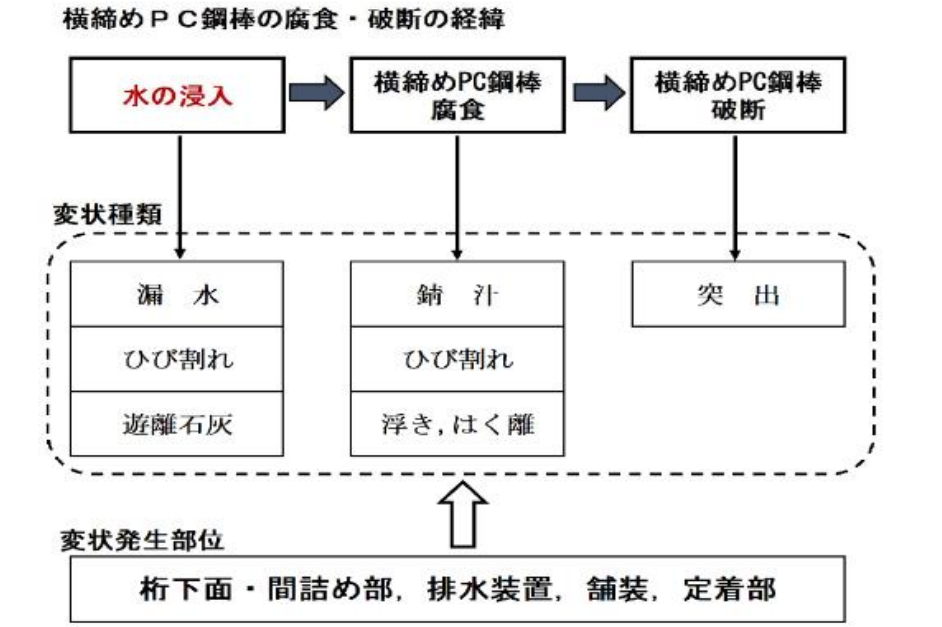


図- 2.2.4　一般的なプレテンション PC 床版橋の施工フロー及び施工状況

2.3 PC 鋼材破断のメカニズム及びリスクの例

2.3.1 一般的な横締め PC 鋼材破断のメカニズム

横締め PC 鋼材の破断や突出は、種々の要因が考えられるが、一般には**図**- 2.3.1 に示すメカニズムにより生じるものと考えられる。



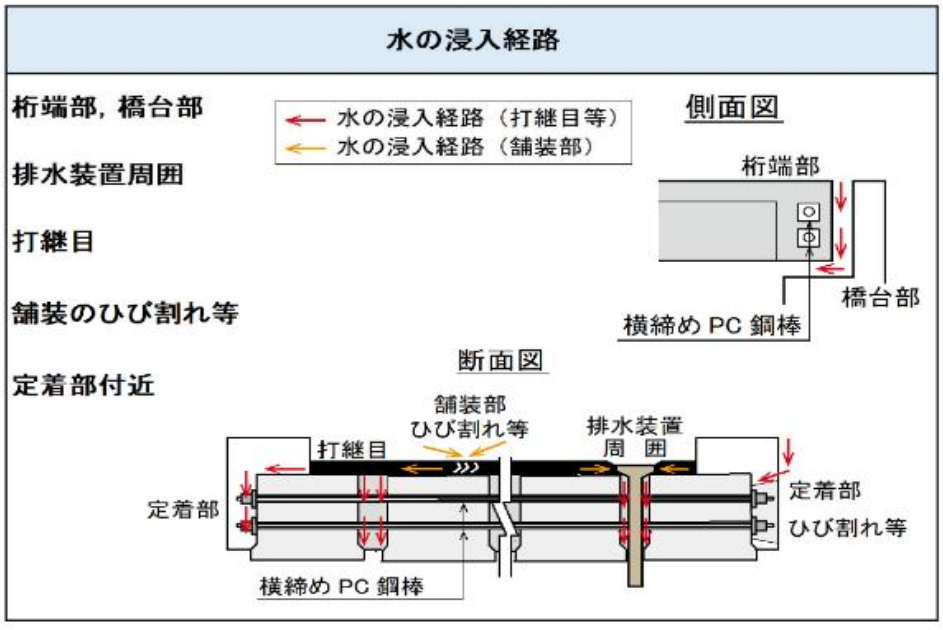


図- 2.3.1　横締め PC 鋼材の破断・突出メカニズム

・プレキャスト PC 桁の間に、間詰めコンクリートを打設して、横締め PC 鋼材により一体化を図った構造であるため、この主桁と間詰めコンクリートの界面に、浸水して、横締め PC 鋼材に腐食因子である水と空気、さらに、凍結防止材散布地域では塩化物イオンが供給される。
・間詰め部より供給される腐食因子に対して、横締め PC 鋼材のグラウト充填が不十分の場合、PC 鋼材の防錆機能が低下し、PC 鋼材の破断や突出の主たる原因となる PC 鋼材の腐食を引き起こす。

プレテンション PC 床版橋では、主桁と間詰めコンクリートに界面を有し、横締め PC 鋼材までの腐食因子の浸入経路が形成されやすいこと、一定の時期までの PC グラウトの信頼性が低かったことより、同種構造の橋梁では、潜在的に、横締め PC 鋼材の破断や突出が生じる要因を有している。

2.3.2 横締め PC 鋼材突出のリスクの例

間詰め部を有し、そこからの水の浸入があり得るという構造の特性からすれば、プレテンション PC 床版橋では、いずれの年代においても、横締め PC 鋼材の破断や突出のリスクを有する。そして、PC 鋼材として、PC 鋼より線と比較して鋼材破断時のエネルギーが大きくなる PC 鋼棒が用いられているとき、破断に伴う PC 鋼棒突出や定着背面のコンクリートのはく落が生じやすくなる。また、建設年代によって使用材料や施工方法、施工機械に差異があり、古い年代の橋ほど PC 鋼材破断や突出のリスクは大きくなると考えられる(**3 章**参照)。

横締め PC 鋼材の種別（鋼線、鋼より線、又は、鋼棒）やグラウト以外の要因として、横締め PC 鋼材の破断や突出の可能性に差を生じさせるものとしては防水層の設置有無がある。防水層設置は、設置以降の腐食因子の浸入抑制にとって有効と考えられる。ただし、建設時より防水層が設置されている場合と異なり、供用以降に防水層が設置された場合は、防水層設置前に腐食因子が横締め PC 鋼材に到達しているか否かが不明であり、相対的にリスクは大きくなる。

【2 章の参考文献】

1) やさしい PC 橋の設計～プレテンション方式 PC 単純スラブ橋～（H29 道路橋示方書対応），2021 年度，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会
2) 道路橋示方書・同解説，平成 29 年 11 月，（社）日本道路協会、2017

3章.　プレテンションPC床版橋の材料や施工方法の変遷と状態把握の注意点

3.1 材料、施工機械、施工方法の変遷

3.1.1 概要

プレテンションPC床版橋における横締めPC鋼材の破断や突出に影響を及ぼす要因のうち、この章では、建設時の材料、施工機械、施工方法の変遷を調査する。調査項目として、a)横締めPC鋼材、b)シース、c)グラウト、d)間詰めコンクリートとする。

3.1.2 横締めPC鋼材の変遷

横締めPC鋼材には、PC鋼棒のほかPC鋼線や19本よりのPC鋼より線が多く使われている。その技術の変遷を**図**- 3.1.1に整理する。

- 1971年(S46)PC鋼棒がJIS規格化された。(JIS G3109)
- 1980 年(S55)中空床版標準設計では、鋼材長が 8m 以上でも PC 鋼棒や PC 鋼線12φ5mmが使用されていた。
- 1981年(S56)床版標準設計では、PC鋼材の鋼材長が8m以下の場合はPC鋼棒を用い、8m程度以上についてはPC鋼より線が用いられていた。
- 同年には、19本より線(SWPR19)がJIS規格化された(JIS G3536)。
- 1991年(H3)中空床版標準設計では、鋼材長が8m以下の場合はPC鋼棒が使用されていた。

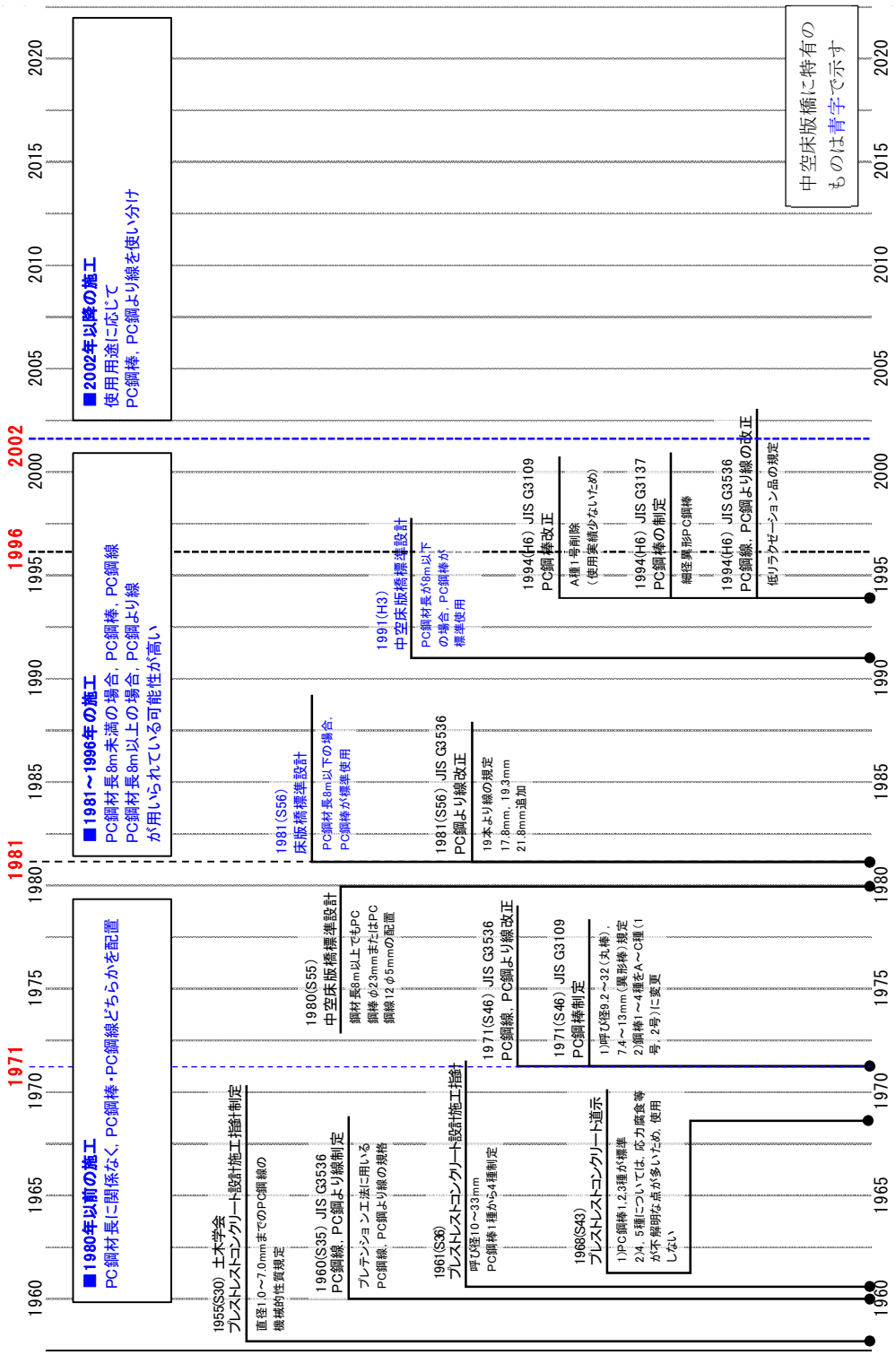
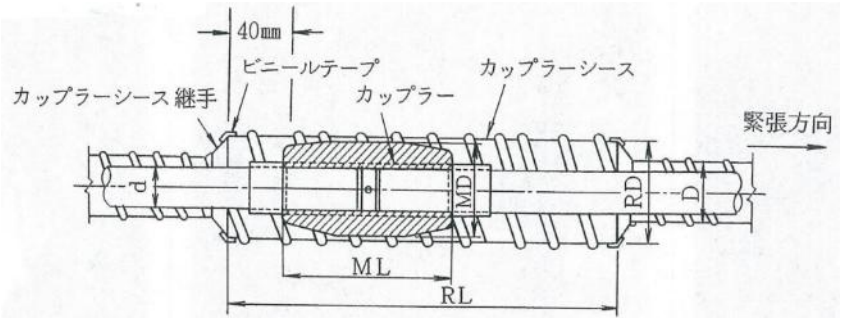


図- 3.1.1　PC 鋼材技術の変遷

3.1.3 シースの変遷

横締め PC 鋼材のグラウト充填においては、シースの空隙率（シース断面に占める、PC 鋼材以外の空隙部分の割合）が小さいと充填不良の原因となる。そのため、空隙率を十分に確保しておくことが重要である。現行においては、横締め PC 鋼材において、空隙率が 50%程度以上は確保されるように、一般的に、横締め PC 鋼材の種別に関わらずシース内径は主桁部でφ42mm、間詰め部で φ35mm が使用されている。また、横締めにおいては、一般にシースの材質は金属製が使用されるが、近年では PE シースが用いられる場合もある。現在のシース適用の詳細や PC 鋼材種別とシースの標準的な組合せごとの空隙率は、「PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル 2024 改訂版，(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会」[3]などにまとめられている。

過去には横締め PC 鋼材に PC 鋼棒が使用されていた。1994 年頃までは PC 鋼棒φ32mm に対してシース内径φ38mm（空隙率約 29%）、PC 鋼棒φ26mm に対してシース内径φ32mm（空隙率約 34%）と空隙率が小さいシースが用いられており、グラウト充填不良が生じやすかった。さらに、1980 年頃までは横締め PC 鋼材に PC 鋼棒が採用され、かつ、鋼棒長さが 8m 以上の場合はカップラーによる接続が実施されることが多かった。加えて、このカップラーが緊張により伸びる影響をカップラーシース側も受けるため、カップラーシースが潰れて本来よりも空隙がさらに小さくなる傾向にあった。以上より、2 車線以上の幅員を有する場合はカップラーが必要になるので、特に充填不良のリスクが高かった。その後、8m 以上の場合は PC 鋼より線を用いるのが標準となったが、8m 以下については 2000 年頃まで PC 鋼棒が使われている可能性がある。カップラーシースの例を**図**- 3.1.2 に示す。



PC 鋼棒径	カップラー直径	カップラーシース径
φ26	50 ㎜	58～59 ㎜
φ32	60 ㎜	68～70 ㎜

図- 3.1.2　**カップラーシース例** [4]

3.1.4 グラウトに関する技術の変遷

(1)グラウト関連規準

グラウトに関する業界標準と呼べるような基準類を初めて示したのは、1986 年に発刊した「PC グラウト施工マニュアル」である。それ以前は明確な業界標準がなく、土木学会の指針や国鉄構造設計事務所の PC 施工の手引きを参考にして施工を行っていた。土木学会の指針、国鉄構造設計事務所の手引き、PC 建協のマニュアルなどから、グラウトの変遷を以下に示す。

- 1961 年　土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針
- 1966 年　土木学会：ディビダーク工法設計施工指針(案)
- 1973 年　国鉄構造設計事務所：PC 施工の手引き
- 1984 年　国鉄構造設計事務所：PC 施工の手引き(改訂)
- 1986 年　PC 建協：PC グラウト施工マニュアル　◎
- 1991 年　土木学会：コンクリート標準示方書　施工編
- 1993 年　PC 建協：PC グラウト施工マニュアル(改訂)　◎
- 1996 年　土木学会：コンクリート標準示方書　施工編(改訂)
  PC 建協：PC グラウト施工マニュアル(改訂)　◎
- 1999 年　PC 建協：PC グラウト施工マニュアル(改訂)　◎
- 2002 年　道路橋示方書・同解説(H14)　★
- 土木学会：コンクリート標準示方書　施工編(改訂)
  PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル　◎
- 2005 年　PC 技協：PC グラウトの設計施工指針　◎
- 2006 年　PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル
  (改訂)　◎
- 2012 年　PC 工学会：PC グラウトの設計施工指針(改訂)　◎
- 2012 年　道路橋示方書・同解説(H24)　★
- 2013 年　PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル
  (改訂)　◎
- 2017 年　道路橋示方書・同解説(H29)　★
- 2024 年　PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル
  (改訂)　◎
- 2025 年　道路橋示方書・同解説(R7)　★

◎：業界標準となる基準類（PC 建協マニュアル等）

★：法令や法令に準拠する基準類（道示等）

グラウトの技術基準の変遷と主な改訂を**図**- 3.1.3 に示す。

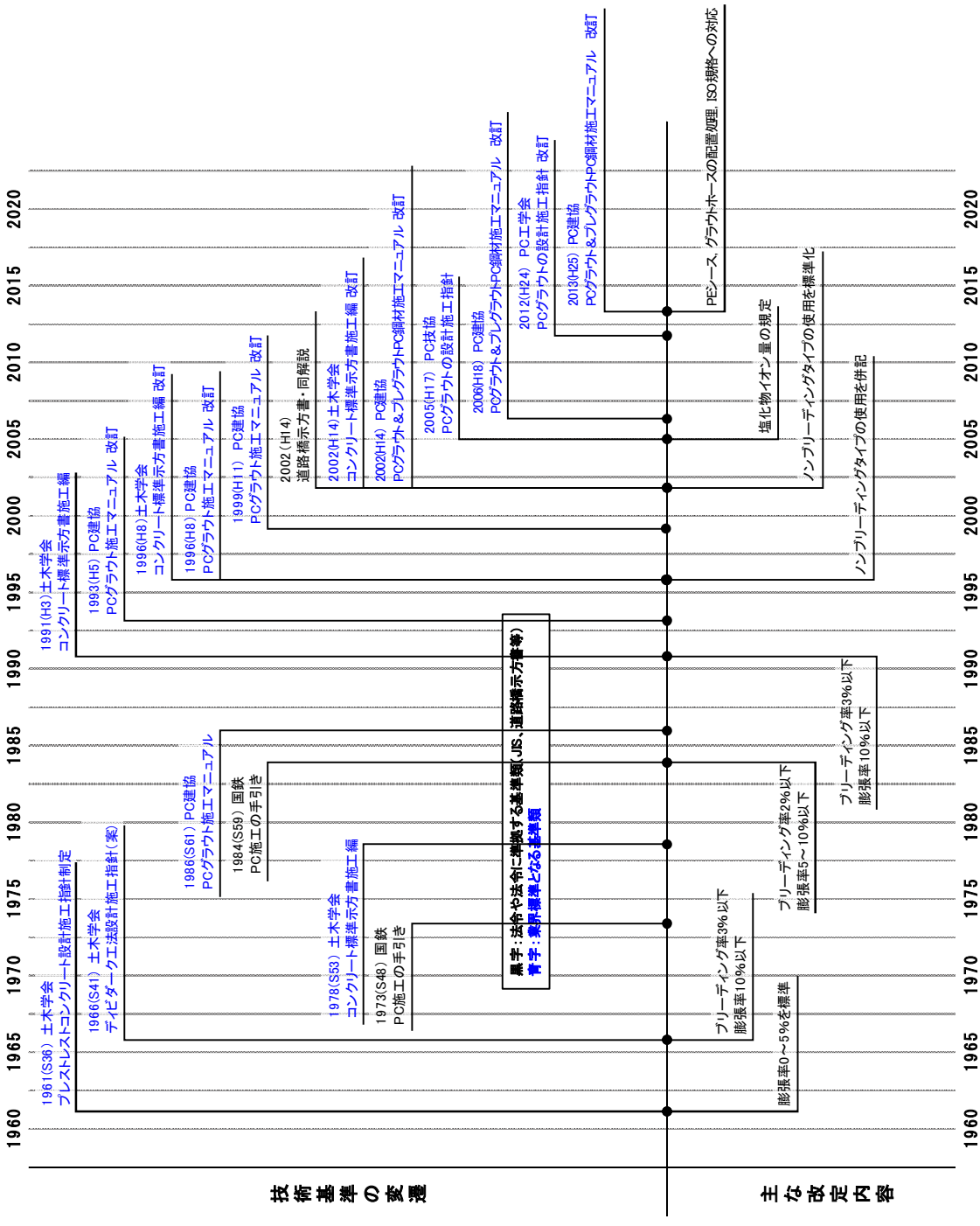


図- 3.1.3　グラウト関連規準の変遷

(2)グラウトの材料、施工方法及び管理方法

グラウトの材料は、混和剤とアルミニウム粉末を使用したグラウト材が主流であったが、品質の安定性に欠けており、1979 年の専用混和剤の開発により、安定した品質のグラウト材となった。2000 年以前はブリーディングを許容していたため、グラウト施工直後にブリーディング水が残留、散逸してシース内に空隙が発生し、PC 鋼材の防食のためのかぶりが不足することで腐食の原因となっていたと想定されており、PC 鋼材破断の原因の一つと考えられている。ノンブリーディング型のグラウト材が普及し、標準化されたことで、グラウトに起因する PC 鋼材の破断リスクは低減したと考えられる。

- ブリーディングは 1994 年まで 3%以下とされていたが、1996 年にノンブリーディングタイプが推奨され、1999 年には標準化された。
- 1999 年まではブリーディングを許容していたため、膨張率試験を行っていたが、ノンブリーディングタイプを使用する場合は膨張を必要としないため、試験を省略している。
- PC グラウト施工マニュアル（PC 建協）の変遷を以下に示す。
    - 1986 年　グラウト工の品質管理記録を義務化
    - 1993 年　耐久性における PC グラウトの重要性に言及
    - 1996 年　流量計の使用及び講習会受講を義務化

グラウト施工の変遷を**図**- 3.1.4 に示す。

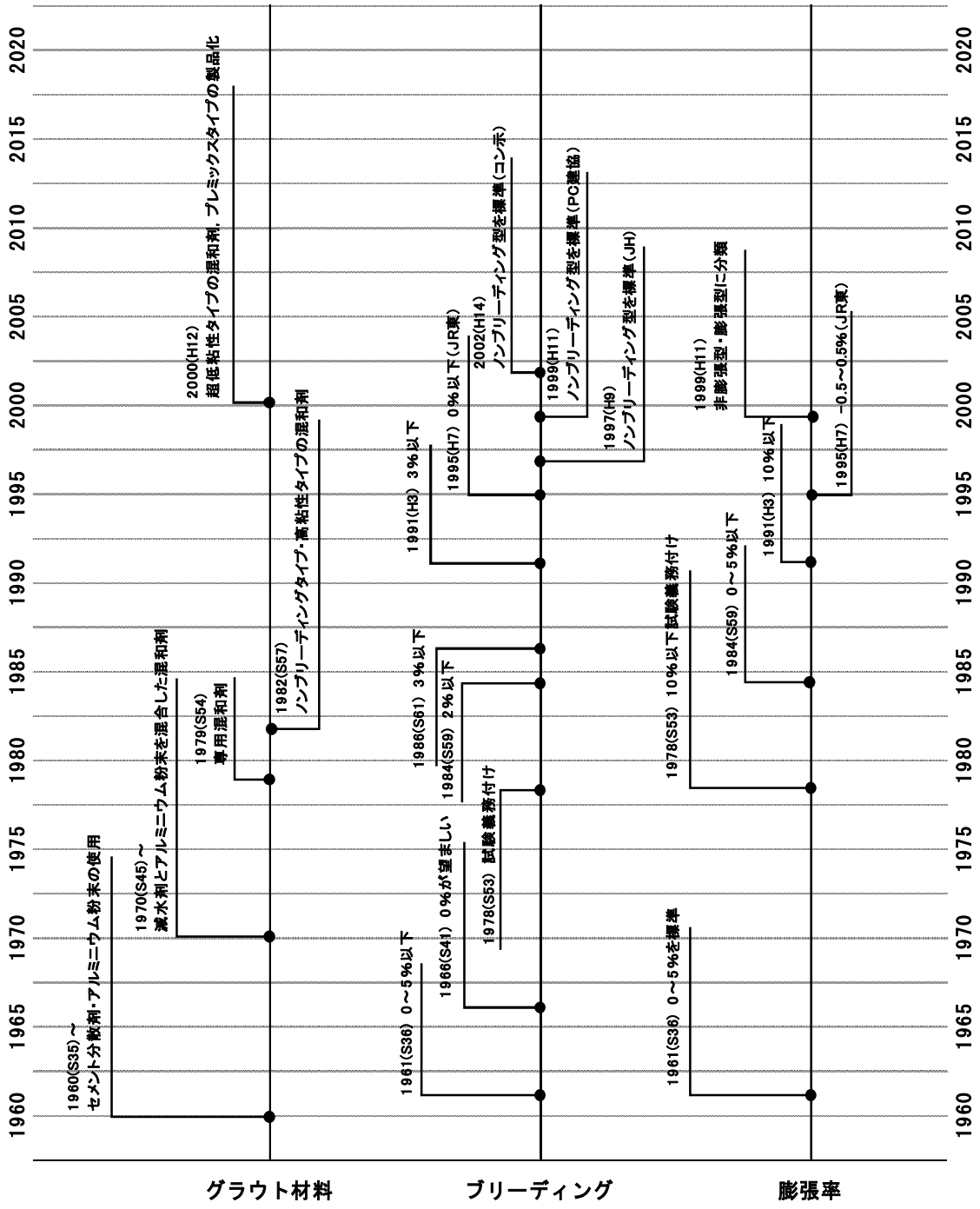


図- 3.1.4　グラウト施工の変遷

3.1.5 間詰めコンクリートの変遷

(1)技術基準の変遷

Ｉ桁タイプのプレキャスト PC 桁間に打設される間詰めコンクリートの設計基準強度は、1980 年以前は 20N/mm^2、1980 年以降は 24N/mm^2 である。また、ホロー桁タイプは、1975 年に制定された建設省標準（PRH 桁）から現行まで 30N/mm^2 である。しかし、現地の生コンクリートプラントによって供給される間詰めコンクリートの品質に関わる仕様は変わり続けており、水セメント比の仕様の変遷を**表**- 3.1.1 に、スランプの仕様の変遷を**表**- 3.1.2 に、空気量の仕様の変遷を**表**- 3.1.3 に示す。

1960 年代よりコンクリートポンプ車による打設が普及し始めたが、普及当初のコンクリート配合は、現行のコンクリートと比較して、ポンプ圧送により低下するワーカビリティ（スランプ、空気量、材料分離抵抗性等）が確保できていたとは言い難い。ポンプ施工に対して十分なワーカビリティが確保されていなかったため、シース周りなどの狭隘部における間詰めコンクリートの充填不良リスクが高かった可能性がある。また、水セメント比についても、1990 年以前は耐久性確保の観点からの要求はなく、現行のコンクリートと比較して塩害、ASR、疲労などの損傷に対する抵抗性が低い可能性がある。

表- 3.1.1　**水セメント比に関する変遷** [5)] を参考に本研究で作成

<table>
<tr><th></th><th>道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編</th></tr>
<tr><td>1968 年
S43 年

当時は「プレストレストコンクリート道路橋示方書</td><td>目標とする圧縮強度に応じて水セメント比を定める。
なお、参考として下表のコンクリート配合例が示されている。
<table>
<tr><th></th><th>設計基準強度 (kg/cm^2)</th><th>粗骨材最大寸法 (mm)</th><th>スランプ (cm)</th><th>単位水量 (kg)</th><th>単位セメント量 (kg)</th><th>単位細骨材量 (kg)</th><th>単位粗骨材量 (kg)</th><th>水セメント比 (%)</th><th>細骨材率 (%)</th><th>混和材</th><th>実績強度 (平均値) (kg/cm^2)</th></tr>
<tr><td>A橋</td><td>400</td><td>25</td><td>3～5</td><td>145</td><td>380</td><td>647</td><td>1,297</td><td>38</td><td>33</td><td>減水剤使用</td><td>465</td></tr>
<tr><td>B橋</td><td>400</td><td>25</td><td>3～6</td><td>165</td><td>440</td><td>601</td><td>1,220</td><td>37</td><td>33</td><td>減水剤使用</td><td>485</td></tr>
<tr><td>C橋</td><td>350</td><td>25</td><td>3～6</td><td>164</td><td>397</td><td>645</td><td>1,215</td><td>41</td><td>35</td><td>遅延剤使用</td><td>440</td></tr>
<tr><td>D橋</td><td>300</td><td>25</td><td>5～8</td><td>129</td><td>328</td><td>727</td><td>1,187</td><td>39</td><td>38</td><td>減水剤使用</td><td>380</td></tr>
</table>
注1. A橋は施工管理の良い場合であり，B橋は施工上安全を見た配合例である。
注2. セメントの種類は，A橋，B橋，C橋が早強セメント，D橋は普通セメントを使用している。</td></tr>
<tr><td>1978 年
S53 年</td><td>コンクリートの配合強度および耐久性を考慮して定めるものとする。
水セメント比と強度との関係は，実績あるいは，試し練り試験結果により定める。</td></tr>
<tr><td>1990 年
H2 年
1994 年
H6 年
1996 年
H8 年</td><td>コンクリートの配合強度および耐久性を考慮して定めるものとする。
水セメント比と強度との関係は，実績あるいは，試し練り試験結果により定める。一般に，コンクリートの耐久性確保の観点からは，水セメント比は55%以下とすることが望ましい。</td></tr>
<tr><td>2002 年
H14 年
2012 年
H24 年</td><td>コンクリートの配合強度および耐久性を考慮して定めるものとする。
一般に，コンクリートの耐久性確保の観点からは，水セメント比は50%以下とすることが望ましい。ただし，塩害の厳しい環境において，かぶりコンクリートの遮塩性に期待して耐久性を確保する場合は，コンクリートの遮塩性能と水セメント比の関係を考慮して，水セメント比を定める</td></tr>
</table>

表- 3.1.2　スランプに関する変遷 [5)を参考に本研究で作成]

年	スランプ (cm)	ポンプ能力 (m/h)	関連技術
1940 年 S15 年	規定なし		打込みは，槌（つち）・竹竿（たけざお）等を使用 1935 空気式バイブレーターの出現 タワーカート式打込み（1940年段中頃より）
1950 年 S25 年	0～5		レディーミクストコンクリート工場の誕生，電気式バイブレーターの普及（1950年頃） 1953 レディーミクストコンクリート
1960 年 S35 年	3～8	約10	1961 コンクリートポンプによる打込み 1968 コンクリートの品質検査項目を，強度，スランプ，空気量とする
1970 年 S45 年	5～8	約50	1970 ブーム付きポンプ車による打込み 1974 全日本コンクリート圧送事業団体連合の設立
1980 年 S55 年	8～12	約90	1985 コンクリートポンプ施工指針(案) 土木学会 1989 高性能AE減水剤の登場
1990 年 H5 年	標準：8～12 高性能AE減水剤使用：12～18		1993 呼び強度とスランプの組み合わせの見直し
2000 年 H12 年	標準：8～12 高性能AE減水剤使用：12～18 高流動スランプフロー：50～60		2000 コンクリートポンプ施工指針[平成12年版] 土木学会 2002 道路橋示方書改訂の解説中に「高流動コンクリート」に関する記述が追加される 2007 施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針(案) 土木学会 2007 コンクリート標準示方書[施工編] 土木学会
2010 年 H22 年	標準：8～12 高性能AE減水剤使用：12～18 高流動スランプフロー：50～60		2012 道路橋示方書改訂の中で「スランプ80mmを標準とする」の条文が削除され，解説に，「高性能AE減水剤を使用した場合は，スランプをこれよりも大きく設定してよい」との記述がなされる。

表- 3.1.3　空気量に関する変遷 [5)を参考に本研究で作成]

	基準・通達等	関連トピック
1940 年 S25 年	1949 コンクリート標準示方書：AEコンクリートが初めて規定される	1948 AE剤が海外より導入される
1950 年 S25 年	1956 コンクリート標準示方書：気象作用が激しい場合や凍結融解作用がしばしば繰り返される場合などにはAEコンクリートの使用を推奨	1950 AE剤の製造が国内で開始される 1953 レディーミクストコンクリートJISの制定（生産者が責任を持つ場合の検査項目は強度，スランプ）
1960 年 S35 年	1967 コンクリート標準示方書：気象作用が激しい場合やダムコンクリートではAEコンクリートを原則使用	1968 JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）改正：品質検査項目を強度，スランプ，空気量とする
1970 年 S45 年	1978 道路橋示方書：コンクリートはAEコンクリートとするのを原則とする（空気量4%を標準）	1968 JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）改正によるAEコンクリート標準化（空気量4±1.0%を標準）
1980 年 S55 年		1982 JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の制定，AE剤が規格化される
1990 年 H2 年	1996 道路橋示方書：空気量4.5%を標準に変更	1993 JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）改正によるAEコンクリートの空気量4.5±1.5%に変更 1995 JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の改正（高性能AE減水剤の追加）
1980 年 H12 年		2006 JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の改正

(2)実橋撤去切断事例

PC 建協の会員企業が行った工事にて、昭和 49 年（1974 年）に供用を開始し、2018 年に架け替えのため撤去された I 桁タイプの PC 床版橋を切断して間詰めの状態を確認できるようにした例がある（参考文献 6 の工事で実施）。切断面の写真を**写真**- 3.1.1 に示す。桁断面と間詰め界面での浸水が確認され、かつ、桁上フランジ下面の一部で、間詰めコンクリートの充填不良も確認できる。以下に、施工当時の基準類に基づいて、浸水や充填不良の原因について本研究で考察した。

①水セメント比の規定

表- 3.1.1 に示す S43 プレストレストコンクリート道路橋示方書に準じていると考えられる。参考となる配合例が示されているが、水セメント比を定める条件は明示されておらず、設計基準強度やスランプを満たすように現場ごとに決定されていたものと推察される。なお、I 桁タイプの設計基準強度は当時 20N/mm^2 が標準であった。

②スランプの規定

表- 3.1.2 に示すように、施工時はブーム付きポンプ車による打ち込みが始まった頃であり、1968 年の基準に準じて 3～8cm でスランプを決定していたと推察される。

③空気量の規定

表- 3.1.3 に示すように、1968 年の JIS 改訂にて検査項目に空気量が追加され、1970 年に道路橋示方書にて AE コンクリートを標準（目標空気量 4%±1.0%）とされた後であることから、4%程度を目標にしていたと推察される。

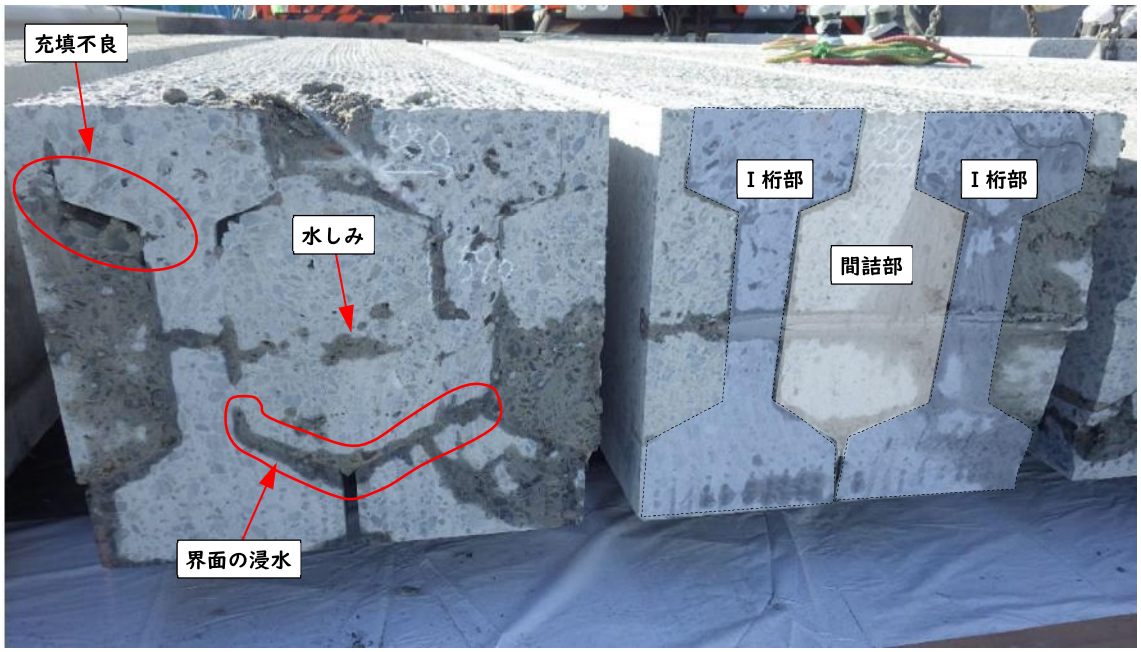


写真- 3.1.1　プレテンション方式 I 桁橋　撤去切断状況 [6)]

④当時の間詰めコンクリートの性能の考察

①～③をまとめると、当時の間詰めコンクリートは、一般に、設計基準強度が低く、スランプや空気量が小さいコンクリートであったことが考えられる。言い換えれば、水セメント比が高く、細骨材率が小さく、単位水量が少ないコンクリートと言え、現行に比べて粘性が低く、材料分離抵抗性が低いコンクリートであったと考えられる。このコンクリートをポンプ圧送にて打設することで、さらにワーカビリティは悪化し、間詰めの充填不良や桁界面の不陸などの各種施工不良を起こす可能性は十分にあったと推察される。

3.2 現行の一般的な仕様

横締め PC 鋼材、シース・グラウト、間詰めコンクリートについて、PC 床版橋の現行の一般的な仕様を以下の**表-** 3.2.1 に示す。

現在では一般に PC 鋼より線が用いられており、素線の組合せから成り立つ分だけ、PC 鋼棒では懸念される孔食の進行や断面積の減少に伴う破断時のリスクが相対的に低減されているといえる。シースについても PC 鋼材の径によらずシース内径は主桁部で φ42mm、間詰め部で φ35mm が使用されており、空隙率で 50%程度以上が確保されているため、グラウト充填不良のリスクは低いといえる。グラウトそのものも注入時の抵抗が小さい「超低粘性タイプ」、硬化後の水分乾燥による空隙を防ぐ「ノンブリーディング型」、計量ミスがない「プレミックスタイプ」が一般的となっており、グラウト注入時には流量計も用いることから、グラウト充填不良のリスクは低くなっている。間詰めコンクリートについても、現在定められている基準に従って施工されたものはワーカビリティに優れ、適切な施工を行えば、従来よりも欠陥が起きにくい仕様となっている。

表- 3.2.1　**プレテンション PC 床版橋の現行の一般的な仕様**

		適用基準	仕様
横締め PC 鋼材		PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル, 2002	19 本より線(SWPR19) ※基本的に PC 鋼より線を用いるが、用途によっては PC 鋼棒も使用する
シース		PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル, 2002	シース径（内径）は主桁部で φ42mm、間詰め部で φ35mm ※PC 鋼材径によらず
グラウト		PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル, 2013	超低粘性、ノンブリーディング型、プレミックス、流量計使用
間詰めコンクリート	水セメント比	日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ, H24	W/C=50%以下、その他耐久性等から適切に定める
	スランプ	日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ, H24	スランプ=8cm～12cm（標準 8cm） 高性能 AE 減水剤使用時は 12cm～18cm まで OK
	空気量	JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）, 2006	4.5%±1.5%
	設計基準強度		設計基準強度：30N/mm^2

3.3 床版橋の技術変遷に基づく注意点

これまで確認した床版橋の材料、施工機械、施工方法の変遷から、点検や補修対策において注意すべき点を逆説的かつ相対的に整理する。施工年代によって、横締め PC 鋼材が置かれる条件が変化するため、横締め PC 鋼材の破断や突出に対する状態の評価及び対策時に考慮するのがよい。

3.3.1 点検における注意点

点検においては、点検対象となる橋の建設年代から PC 鋼材の破断リスクを知ることで、橋の状態をより詳細に推定することができる。

(1)PC 鋼棒の使用

・1980 年頃までは、8m 以上の場合でも PC 鋼棒が用いられており、カップラーシースによる接続がされており、グラウト充填不良のリスクが高い。

・それ以降も 2000 年頃までは、8m 以下の場合に PC 鋼棒が用いられており、PC 鋼材の突出リスクが相対的に高いと考えられる。

(2)グラウトの充填不良

・ノンブリーディングタイプが推奨仕様となる 1996 年以前のグラウトは、ブリーディングによる空隙のリスクが高く、標準仕様となる 2000 年頃まではブリーディングのリスクを有している。

・1994 年頃までのシースは空隙率が小さく、低粘性のグラウトも無かったため充填性が悪く、充填不良が起きやすいと考えられる。

(3)間詰めコンクリートの充填不良

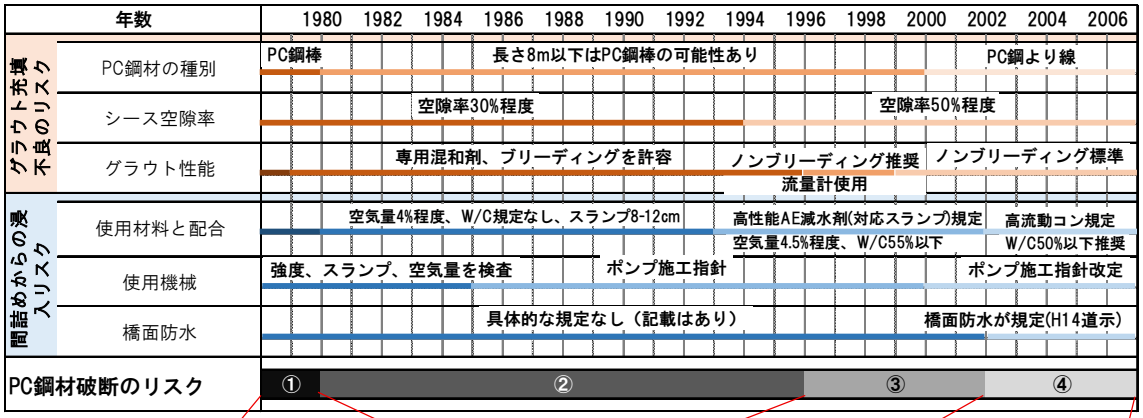
・W/C の規定（1990 年）、スランプと空気量（1993 年）の規定が標準化される以前のコンクリートは、ワーカビリティが低く、間詰めの充填不良や境界面の不陸が起きやすいと考えられる。

・2002 年に高流動コンクリートが追加された。

(4)グラウト、間詰めコンクリートの変遷から見る PC 鋼材破断リスクの目安

(1)～(3)を踏まえ、横締め PC 鋼材の破断・突出リスクの目安を**図**- 3.3.1 に整理した。

PC 鋼棒を使用しているため 8m 以上ではカップラー接続がされている可能性が高く、グラウトや間詰めの性能も低かった 1980 年ごろまでが一つの閾値になると思われる。次のステップとして、シースの空隙率が改善され、流量計の使用が標準となり、グラウト材としてノンブリーディング型が普及してきた 1996 年ごろが閾値になると思われる。その次として、PC 鋼棒がほとんど使用されなくなり、間詰めコンクリートの品質も向上し、橋面防水が一般的になった 2002 年ごろが閾値になると思われる。ただし、これらはあくまでも目安であり、現地状況確認の上で判断する必要がある。



建設年度	1980年以前	1981年～1996年	1997年～2001年	2002年以降
特　徴	・鋼材長に関係なく，鋼材長8m以上の場合でもPC鋼棒が使用されている可能性が高い ・ブリーディングによる空隙が懸念され、PC鋼棒の破断リスクの可能性が高い	・鋼材長8m未満の場合，PC鋼棒が使用されている可能性が高い ・ブリーディングによる空隙が懸念され、PC鋼棒の破断リスクの可能性が高い	・鋼材長8m未満の場合，PC鋼棒が使用されている可能性がある ・ノンブリーディングタイプのグラウト材の使用されている可能性があり，また施工機械・管理方法の改善にて破断リスクの可能性が低い	・PC鋼棒が使用されている可能性が低い ・PC鋼棒が使用されている場合でもグラウト充填不良リスクが低い ・橋面防水が設置されている可能性が高い
PC鋼棒の使用の可能性	高い ←			→ 低い
ブリーディングによる空隙の可能性	高い ←			→ 低い
PC鋼棒の破断リスクの可能性	大			小

※あくまで目安であり、判定の根拠等に用いるものでは無いため注意のこと

図- 3.3.1　横締め PC 鋼材 破断・突出リスクの目安

3.3.2 対策における注意点

・1980 年代より以前は、8m 以上の場合でも横締めに PC 鋼棒が使われている可能性がある。グラウト再注入を行っても、PC 鋼棒を接続するカップラーから先にグラウトが充填されないリスクを考えて工法を選択する必要がある。

・1990 年前半頃までは、横締め PC 鋼材用のシースの空隙率が小さく、間詰めコンクリートの品質も低かった。グラウトが全く入っていないことや、シース及び桁内部に滞水していることが考えられるため、特に念入りに詳細調査を行った上で適切な対策工法を選択する必要がある。

・対策実施にあたっては、既設の PC 鋼材が突出した場合に作業者が負傷しないよう定着部を防護する等の安全対策に注意する必要がある。

【３章の参考文献】

3) PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル 2024 改訂版,（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会
4) ディビダーク工法設計施工マニュアル，2022 年 9 月，ディビダーク協会
5) PC 構造物の維持保全－PC 橋の更なる予防保全に向けて-［2015 年版］，平成 27 年 3 月，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会
6) 福島 夏樹，早矢仕 正尚，中西 雅人 : 中国自動車道（福崎 IC～山崎 IC）における PCI 桁橋の架替え施工報告，プレストレストコンクリート工学会 第 28 回シンポジウム論文集，2019.11

4章.　損傷事例の調査

この章では、本共同研究にて道路管理者より入手した、既往の橋において実際に生じた損傷事例を調査し、対策の方法や点検時に見るべき点など、過去事例から学ぶべき点について整理する。また、既設橋の損傷事例を補足するため、本共同研究にて事例となる橋を抽出し、現地調査を行った。現地調査は、変状が生じた橋の対策後の変状・劣化や、対策範囲外での変状などが無いかという視点で行い、維持管理における留意点などをフィードバックすることを試みた。

4.1 既設 PC 床版橋における横締め PC 鋼材の突出事例

本節では、道路管理者等より入手した横締め PC 鋼材の突出事例について示す。

4.1.1 事例①　I 橋（緊急対応事例）

(1)概要

架橋位置：北陸地方

供用開始：1974 年

構造形式：プレテンション PC 単純床版橋(I 桁)

橋　　長：　L=8.300m

全 幅 員：　W=12.800m

橋梁の全景を**写真**- 4.1.1 及び**写真**- 4.1.2 に、橋梁の断面図を**図**- 4.1.1 に示す。



写真- 4.1.1　橋梁全景（左が A1 側）



写真- 4.1.2　橋梁全景（手前が A1 側）

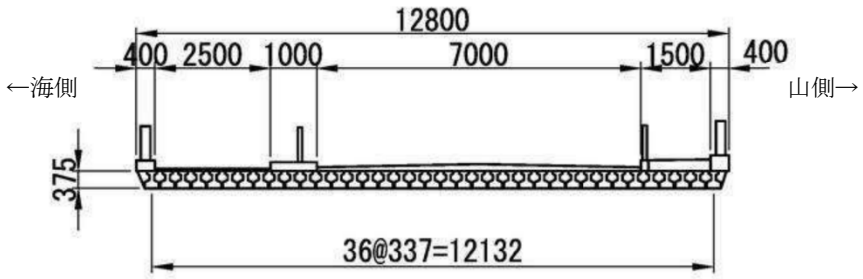


図- 4.1.1　橋梁断面図

海岸線部に架橋された橋梁で横締め PC 鋼材が突出した（**写真**- 4.1.3 (a),(b)）。突出した PC 鋼材にはグラウト跡が確認されなかった。**写真**- 4.1.3(c)に示すように、桁下面の間詰め部より漏水・遊離石灰跡が確認された。**写真**- 4.1.3(d)で示すように、端支点部の横締め PC 鋼材の突出により生じたと想定されるコンクリート片のはく落が確認されたが、突出したと想定される横締め PC 鋼材は失われており、確認できなかった。**写真**- 4.1.3(a)では、桁の下縁側に橋軸方向のひびわれも生じていた。



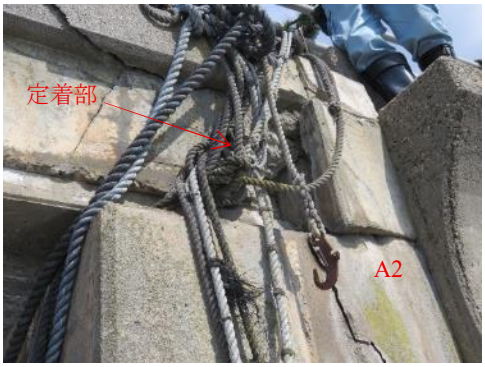
(a) 横締め PC 鋼材突出状況



(b) 横締め PC 鋼材突出状況



(c) 桁下面間詰め部の遊離石灰



(d) PC 鋼材定着部のコンクリートはく落

写真- 4.1.3　横締め PC 鋼材の突出事例①

(2)緊急点検結果

当該 PC 鋼棒突出直後、緊急的な点検が実施されている。点検にあたり、活荷重により更に突出する可能性を少しでも減らすことなどから、通行止め規制が行われている。

鋼棒が突出した A2 側 L 側(**写真**- 4.1.4)は、[1]外桁隅角部のひびわれと錆汁、[2]間詰め部からの遊離石灰の発生、[3]排水桝位置における漏水跡、[4]主桁側面(横締め PC 鋼材位置付近)の水平方向ひびわれなどの変状が見られ、桁の内部に水が浸入している可能性が考えられた。**写真**- 4.1.5 は A1 側 L 側主桁側面であり、[1]地覆部のひびわれ、[2]主桁側面のひびわれ、[3]外桁隅角部のひびわれなどの変状が見られ、桁の内部に水が浸入し、既に横締め PC 鋼材が破断している可能性が考えられた。**写真**- 4.1.6 は主桁下面であり、[1]桁間詰め部からの漏水・遊離石灰の発生、[2]桁下面にひびわれの発生が見られた。そこで、

桁の内部に水が浸入している可能性が考えられた。**写真**-4.1.7 は橋面に配置される PC 鋼材破断位置付近の排水桝である。そこで、周辺の桁は他よりも内部に水が浸入しやすくなっている可能性が考えられた。

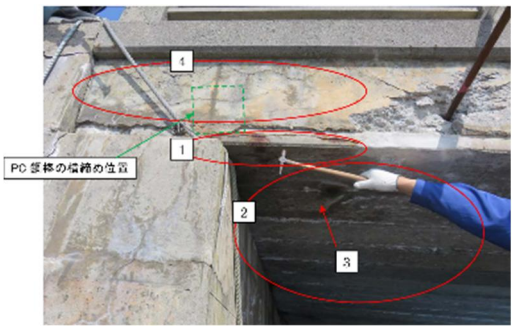


写真-4.1.4　A2 側 L 側主桁側面

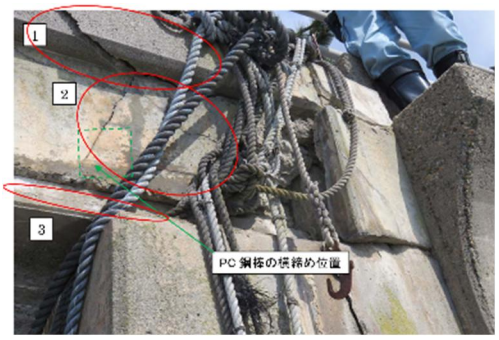


写真-4.1.5　A1 側 L 側主桁側面



写真-4.1.6　主桁下面



写真-4.1.7　PC 鋼材破断位置付近の排水桝

(3)緊急対応

横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた主桁の両側面に、更なる横締め PC 鋼材の突出による第三者被害の防止並びに対策時の安全性の確保を目的に、橋梁側面に山留材を設置(**写真**-4.1.8 及び**写真**-4.1.9)し、緊急の対策が行われ、通行止め規制が解除されている。



写真-4.1.8　対策完了(L 側)



写真-4.1.9　対策完了(R 側)

4.1.2 事例②　Ⅱ橋（補修後の再劣化、補修箇所以外の劣化）

(1)概要

架橋位置：中部地方

供用開始：1972 年

構造形式：プレテンション PC 単純床版橋（ホロー桁）

橋　　長：　L=2@17.000m

全 幅 員：　W=16.500m

定期点検時に桁側面より横締め PC 鋼材の突出が確認された（**写真**- 4.1.10(a)）。また、PC 鋼材が突出していない箇所にもコンクリートのうきが確認され、既に PC 鋼材が破断していると考えられたものである（**写真**- 4.1.10(b)）。1 回目の補修（平成 16 年）では、定着部 6 箇所の後埋め補修、アウトプレートによる補強、橋面防水の設置を行っていたが、その一部で再度劣化が生じていた。



(a) 横締め PC 鋼材突出状況



(b) 横締め PC 鋼材突出状況

写真- 4.1.10　横締め PC 鋼材の突出事例②

(2)詳細調査結果

設計図書及び現地の状態からは、**図**- 4.1.2 に示すように全横締め本数が 24 本あり、そのうち定着部補修＋CFRP アウトプレート補強により補修済みの本数が 6 本、未補修の本数が 9 本であることが分かった。また、**写真**- 4.1.11(a),(b)に示すように、補修済みの定着部の一部で PC 鋼材の突出や補修部のうきが見られた。

また、施工記録等より H16 年（2004 年）には少なくとも防水層が施工されていたが、間詰め部界面では**写真**- 4.1.11(c)に示すように遊離石灰が見られた。よって施工後も橋面からの水分供給があり、防水層が機能していない可能性が考えられた。

その後、ファイバースコープを用いて横締め PC シース内の状態が確認され、グラウト充填不良が確認された。



(a) 補修後の PC 鋼材突出　　(b) 補修跡のうき　　(c) 間詰め部界面からの漏水跡

写真- 4.1.11　横締め PC 鋼材の調査結果

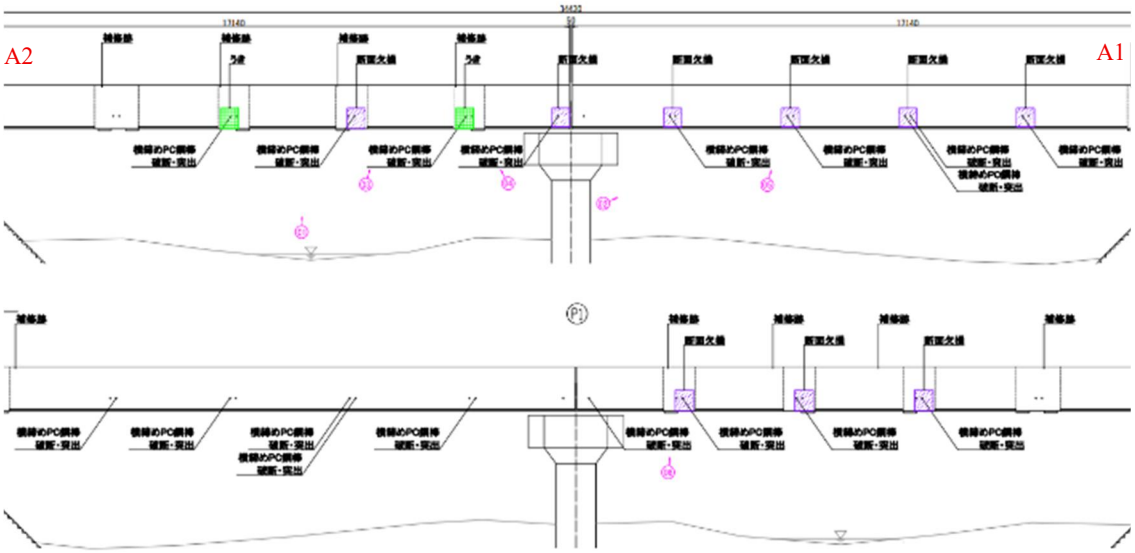


図- 4.1.2　横締め PC 鋼材の調査結果（上：上流側、下：下流側）

(3)恒久的な対策

桁下面の間詰め界面の状況から水の供給が疑われ、グラウト充填不良箇所もあったことから、プレストレスを回復するための横締めの補修と、水の供給を遮断する補修対策が行われている。PC 鋼棒が破断に至っていることから同等のプレストレスを与えることを目的とし、経済比較の上、既設 PC 鋼棒を撤去して再設置する方法が採られた。再設置する鋼材は PC 鋼より線とし、同等の性能を有する SWPR19 1S21.8 とされた。また、補修箇所付近の地覆は充填工法により補修が行われている。

その他、水の供給を遮断するために、橋面には塗膜系防水層の再設置とアスファルト舗装打ち替え、地覆下面には水切りの設置が行われている。

4.1.3 事例③　Ⅲ橋（複数本の突出）

(1)概要

架橋位置：中国地方
供用開始：1970 年
構造形式：プレテンション中空床版橋（ホロー桁）
橋　　長： L=2@13.110m
全 幅 員： W=12.000m (拡幅有)

横締め PC 鋼材の破断・突出が 4 箇所確認された(**写真**- 4.1.12)。①②④の鋼材は防錆処理や仮埋めが実施されていた。一方、③の鋼材は、特段の対応が実施されていなかったので、①②④の鋼材の防錆処理等が行われた後に新たに突出したものと考えられているものである。突出した横締め PC 鋼材ラインの下面にプレキャスト PC 桁と場所打ち部の界面からの遊離石灰及び錆汁が確認されており、橋面からの雨水によって横締め PC 鋼材を腐食させ、錆汁を伴う遊離石灰が析出したものと考えられている。

また、桁端部には漏水跡とひびわれが見られ、伸縮装置のゴムも劣化していたことから漏水もしていたものと考えられている。

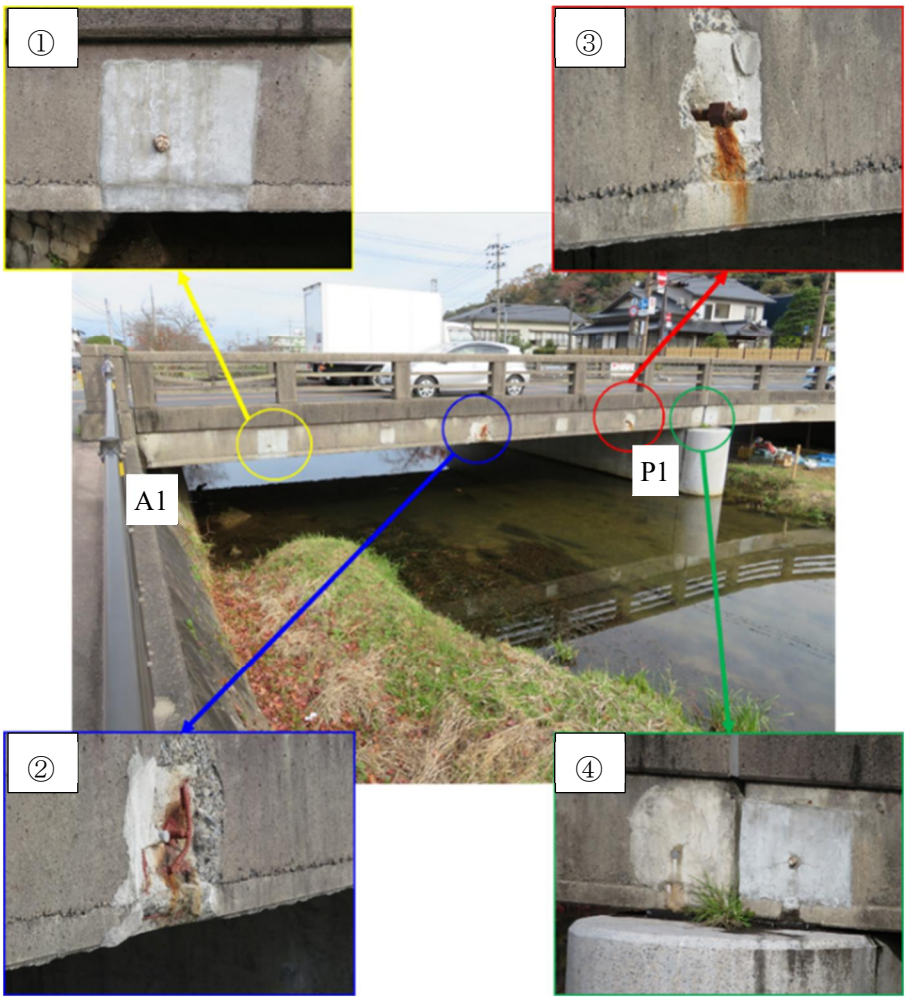


写真- 4.1.12　横締め PC 鋼材の突出事例③

(2)緊急点検結果

P1 付近の端部と、A1-P1 の中間部の側面において、横締め PC 鋼材の突出と、コンクリートの欠損が見られた。その後、衝撃弾性波法でグラウト充填状況が、超音波法で鋼棒の長さが確認され、多くの箇所でグラウト充填不良が確認された。

(3)緊急対応

突出した PC 鋼棒は撤去され、新たに PC 鋼材がセット、緊張されている。その後、グラウト充填不良が確認された全ての箇所に対し、再注入が実施されている。

(4)恒久的な対応

複数のひびわれが確認されていることの原因分析のため ASR、中性化、塩害の調査が行われている。その結果、ASR の進行が確認され、間詰め部では漏水が見られたことから、橋面防水工も実施されている。

4.1.4 事例④　Ⅳ橋（補修途中に別の鋼材が突出）

(1)概要

架橋位置：九州・沖縄地方

供用開始：昭和 52 年（1977 年）

構造形式：プレテンション中空床版橋（ホロー桁）

橋　　長：　L=21.750m

全 幅 員：　W=18.800m (歩道有)

端横桁（A2 側）の横締め PC 鋼材（PC 鋼棒：φ23）2 本のうち 1 本の破断・突出が確認された(**写真**- 4.1.13)。本橋の突出鋼材の補修工事中に、別の横締め PC 鋼材が破断・突出した。**表**- 4.1.1 に示すように、過去に補修工事として橋面防水工や伸縮装置の交換などが行われていた。



(a) 鋼材突出部（正面）



(b) 鋼材突出部（側面）



(c) コンクリート片のはく落



(d) 突出部拡大（定着部付近）

写真- 4.1.13　横締め PC 鋼材の突出事例④

表- 4.1.1　Ⅳ橋の補修履歴

年・月	内容	詳細
1977 年（S52 年）	しゅん工	---
1995 年（H7 年）	補修工事	舗装打換え，伸縮装置取換え
2008 年（H20 年）	道路改良工事	歩道部橋面防水（海側：下流側）
2009 年（H21 年）	補修工事	伸縮装置取換え，車道部橋面防水，表面含侵，断面修復
2014 年（H26 年）	定期点検	図- 4.1.4，図- 4.1.5
2016 年（H28 年）10 月	破断・突出	A2 側端支点横桁の PC 鋼棒の破断を確認
2017 年（H29 年）1 月	補修設計	設計完了、対策工事を開始
2017 年（H29 年）2 月	破断・突出	A1 側端支点横桁の PC 鋼棒の破断を確認

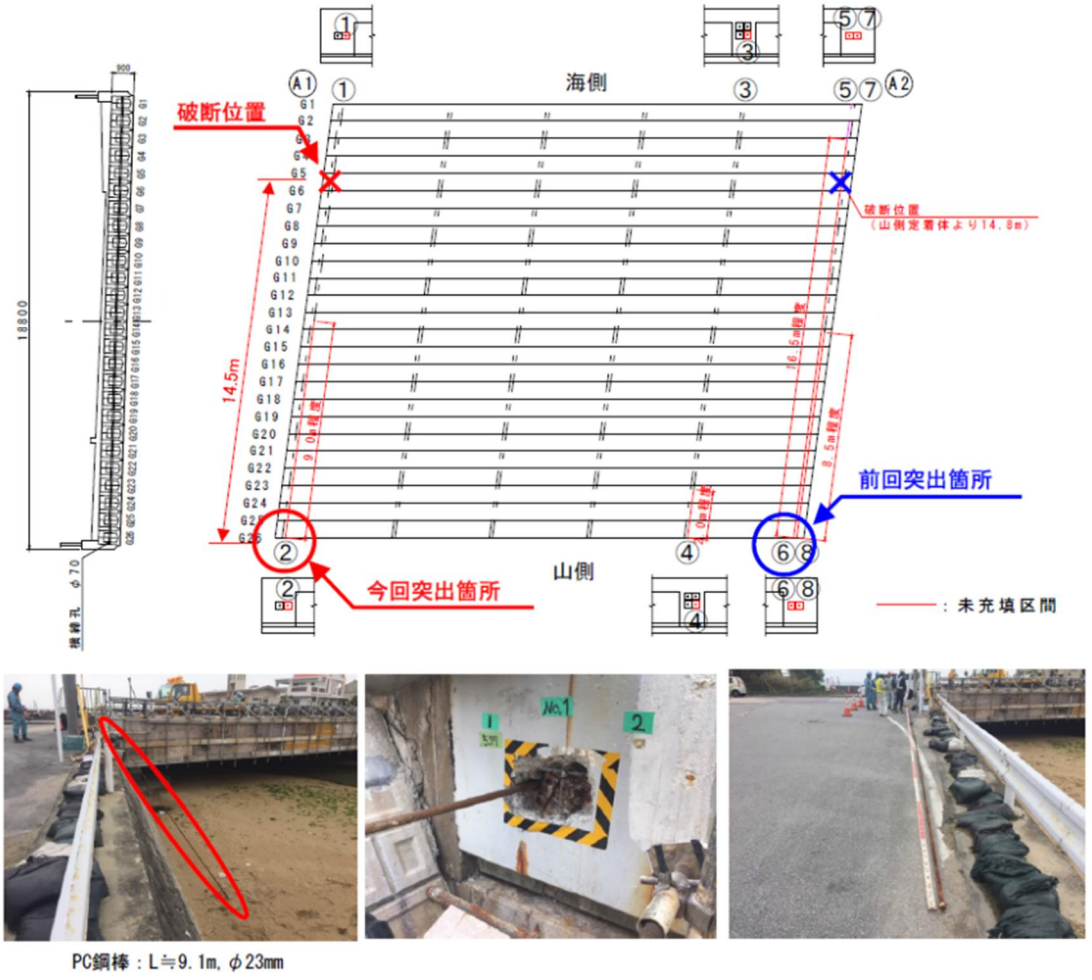


図- 4.1.3　調査時に新たに PC 鋼棒が突出した事例

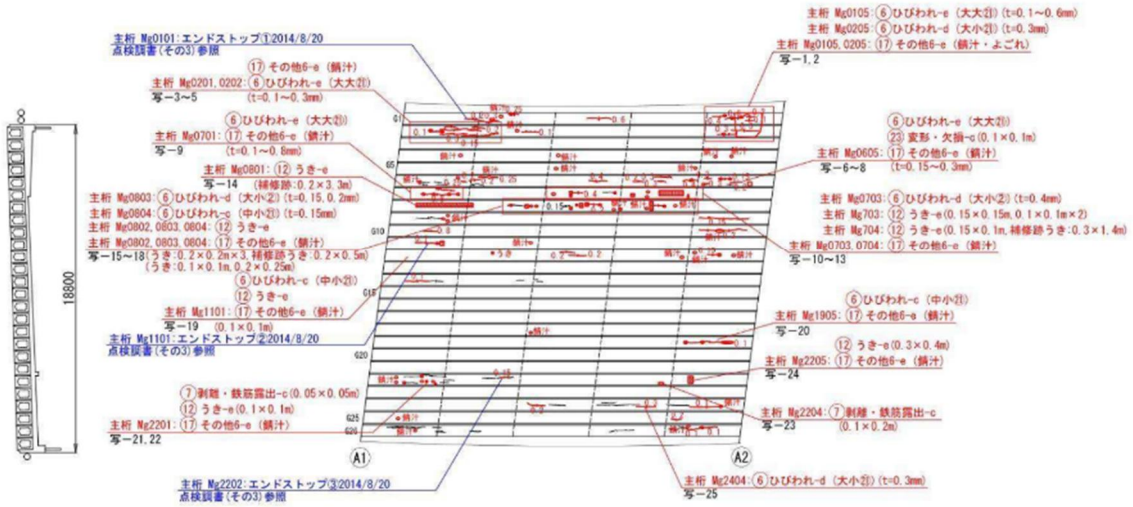


図- 4.1.4　突出前の定期点検における床版下面の変状

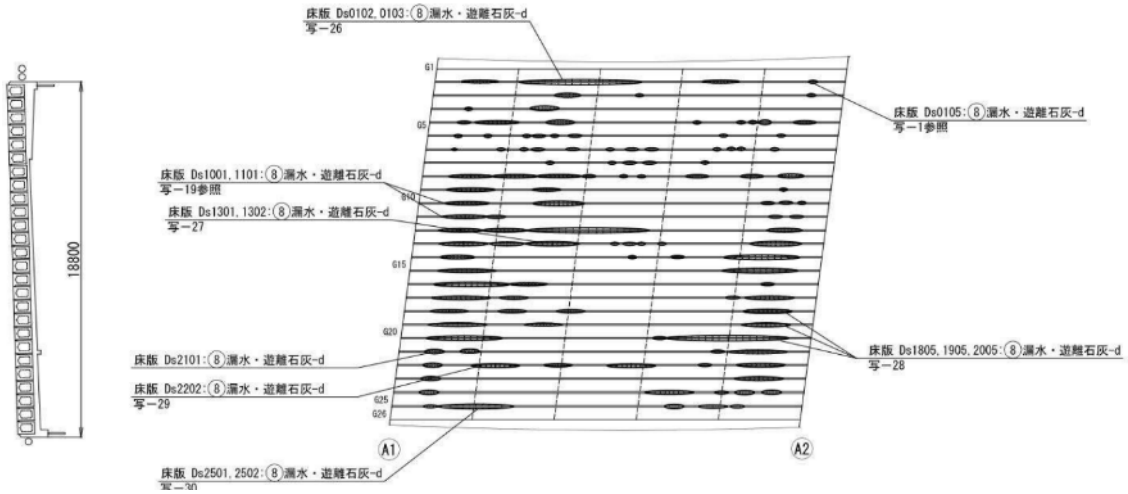


図- 4.1.5　突出前の定期点検における床版下面の水の影響

(2)緊急点検

1 回目の PC 鋼棒の突出発見直後に、対策の要否判断のための緊急点検を実施した。

①突出は、桁の支点付近となる、端部で生じた 1 か所だけであった。

（図- 4.1.3 の青丸部）

②抜け落ち箇所以外に、外観でただちに問題になる損傷はなかった。

③桁の支点直上付近の端支点横桁の 2 本のうちの 1 本であった。

(3)緊急点検後の対応

今後の対策に向けた橋の状態確認を目的に、外観から確認可能な範囲で橋全体の状態が把握されている。

① 桁側面にうきや錆汁が見られた。
② 上流側（山側）に比べ、下流側（海側）のひびわれが著しかった。
③ 打音検査ではグラウトが注入されていない、又は十分でない可能性があった。

最終的に、突出の原因については、PC 鋼棒定着部からの塩分を含んだ水による PC 鋼棒の腐食が直接の原因と推察されている。

(4)恒久対策

恒久対策を行うため、突出要因調査、グラウト充填状況調査、防水層確認、滞水調査等の詳細な調査が実施されている。

⑤PC 鋼棒の破断箇所は、歩車道境界の直下付近（G6 桁付近）であった。
⑥衝撃弾性波試験の結果からは、グラウト未充填の疑いがある箇所は、中間支点横桁では少ないものの端支点横桁では複数確認された。ファイバーカメラによる内部調査からは、端支点横桁の PC 鋼棒には腐食が見られた。
⑦破断した鋼材のシース内部に滞水は無いものの、内部は湿潤状態であった。橋面の散水による水みち確認では、シースへの水分供給は確認されず、水みちがあるかは不明であった。
⑧歩車道境界部の G6 桁にて桁内滞水調査を実施したところ、A2 側桁端部のみ水が噴出した。

以上より、防水層が無い状態が 30 年以上あり、既に水分や塩分が浸入している可能性が高いと考えられ、以下の対策が実施された。

1)突出した箇所では、横締め PC 鋼材が再設置されている。なお、建設図書等からカップリングによる横締めの接合を 2 箇所で行っており、カップリング 2 箇所の間にそのままグラウトを再注入することが困難であるとされ、オーバーコアが実施された。
2)橋面からシース内への水の供給は確認できなかったものの、今後、防水層の劣化によりシース内に水分や塩分が浸入する可能性があると考えられ、グラウト充填不良箇所にグラウト再注入が行われている。
3)第三者被害防止のための突出防止工として、中間横桁横締めに二方向繊維シートを、狭隘部の端支点横桁横締めには鉄板防護が施工されている。
4)排水がなく、防水層を伝って A2 側に流れ滞水しやすい状態を改善するため、排水システムが構築されている。

(5) 2 箇所目（A1 側）の破断

補修工事中（グラウト再注入前）に 2 本目の破断を確認した。破断箇所は PC 鋼材の突出防護対策前の A1 側端支点横桁で、破断位置は 1 本目と同じ歩車道境界部の直下付近であった。新規に PC 鋼より線が設置され、既設鋼材は突出防止工が実施されている。

4.1.5 事例⑤　V橋（カップラー接続位置の推定事例）

(1) 概要

架橋位置：近畿地方

供用開始：1974 年

構造形式：6 径間ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋

橋　　長：　L=172.8m（6 径間）

全 幅 員：　W=14.250m（歩道有）

橋梁の全景を**写真**- 4.1.15 及び**写真**- 4.1.14 に示す。



写真- 4.1.15　橋梁全景（側方）



写真- 4.1.14　橋梁全景（橋面）



写真- 4.1.16　定着部での PC 鋼棒破断確認

PC 建協の会員企業から収集した施工事例である。供用開始から 30 年経過した PC ポストテンション単純 T 桁橋において、当該橋梁の耐震補強工事で足場を設置した際に横桁横締め定着部のダイヤフラム後埋め部でのうきが確認され、後埋め部を撤去して横桁横

締め（PC 鋼棒）の定着部を確認した結果、PC 鋼材が破断していた(**写真**- 4.1.16)。

(2) 事後対応

プレストレス力の導入が可能な PC 鋼より線に入れ替えられている。幅員が 8m 超であり、PC 鋼棒の接続具としてカップラーが使用されていると考えられ、接続具の位置を特定するために定着端部にて衝撃弾性波試験が行われている。調査結果による接続具（カップラー）位置を**図**- 4.1.6 に示す。この推定位置は、その後の横締め PC 鋼材の入れ替え時のはつり作業で確認した実際のカップラー位置と一致していた。

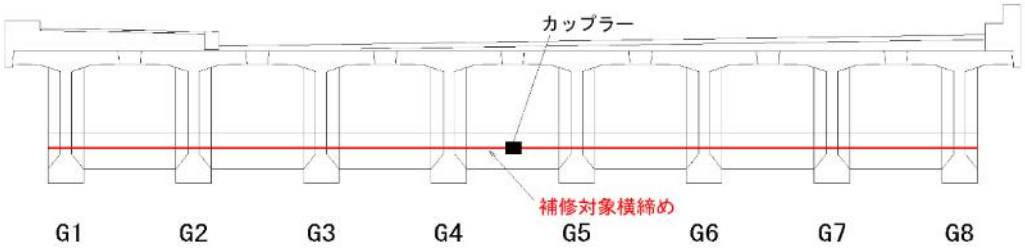


図- 4.1.6　**調査結果に基づく接続具位置**

4.2 既設 PC 床版橋の現地調査

現地調査は、横締め PC 鋼材の破断や突出が過去に生じた 5 橋、及び同架橋条件とみなせる近傍の橋梁で行った。調査は 2019 年 10 月～12 月（令和元年）、及び 2021 年 1 月（令和 3 年）に実施した。

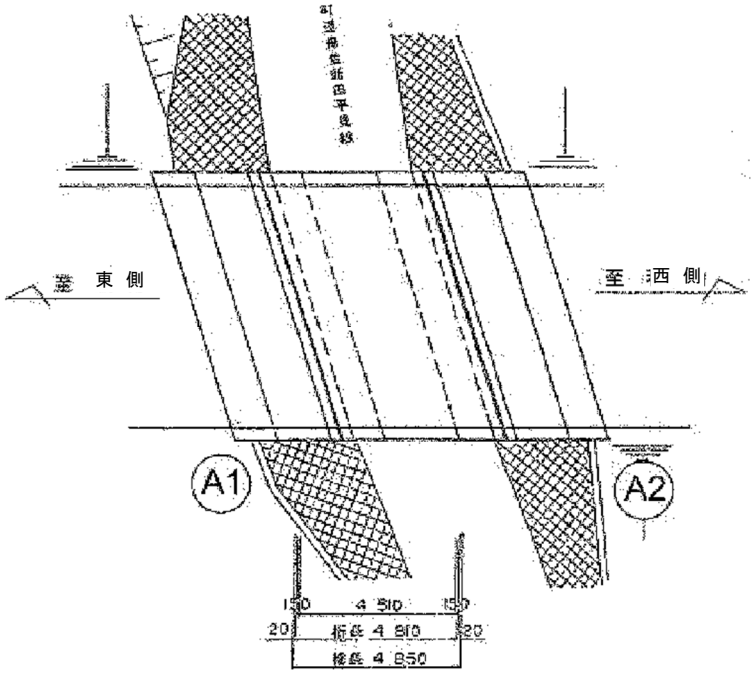
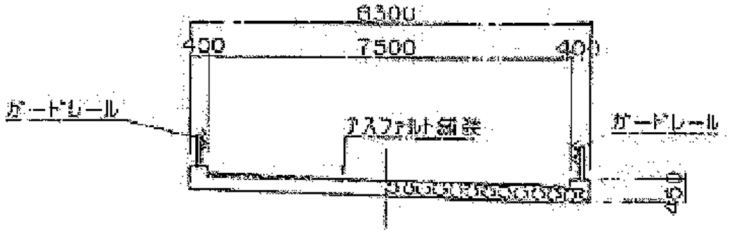
具体的な調査対象の条件は以下とした。

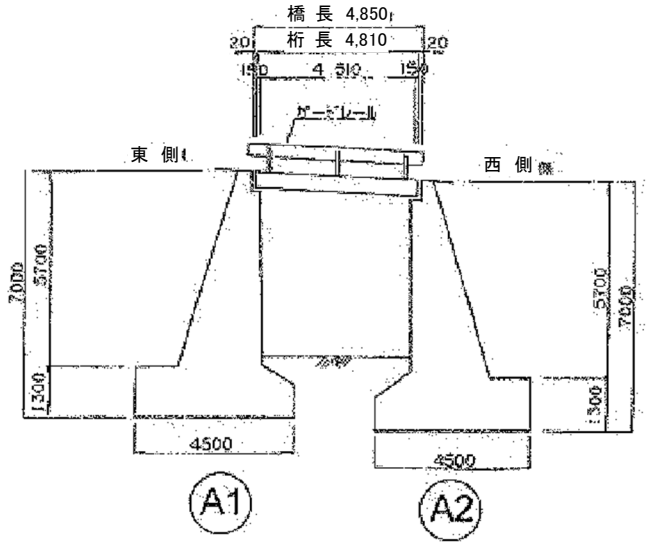
- 過去に横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた橋と同種の構造（プレテンション PC 桁と間詰めコンクリートを有し、横締め PC 鋼材で一体化された構造）
- 過去に横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた橋と同じ路線上、又は同規模と考えられる道路
- 河川をまたぐ橋で海岸線からの距離等の環境条件が大きく変わらない場所

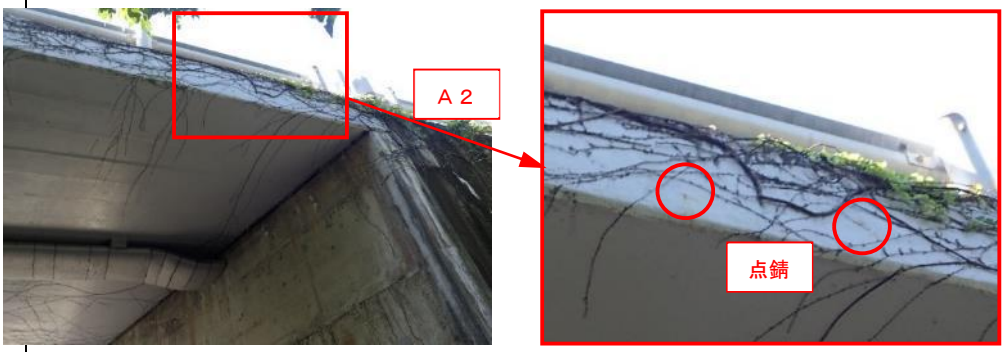
現地調査の目的は、同種の構造並びに外的環境条件の橋における変状の種類や分布を観察し、横締め PC 鋼材の突出に関連しうる、同種の橋の維持管理における留意点や知見を整理することである。調査は、道路管理者より収集した過去の点検調書や橋梁台帳を確認する机上調査と、現地での外観調査から構成される。**写真**- 4.2.1 に現地調査状況を示す。それぞれの調査結果は次ページ以降に示す。なお、橋梁位置の情報のうち水に関係しうる降水量と降雪量の情報は近隣の観測点の年間の気象データから分類しているため、架橋位置の状況と異なる場合もあり参考程度である。

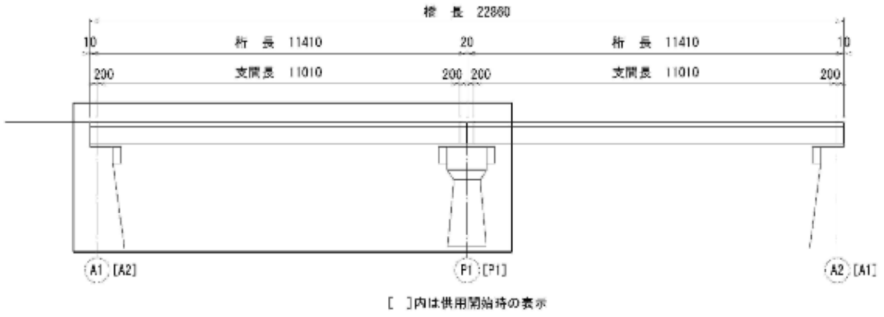
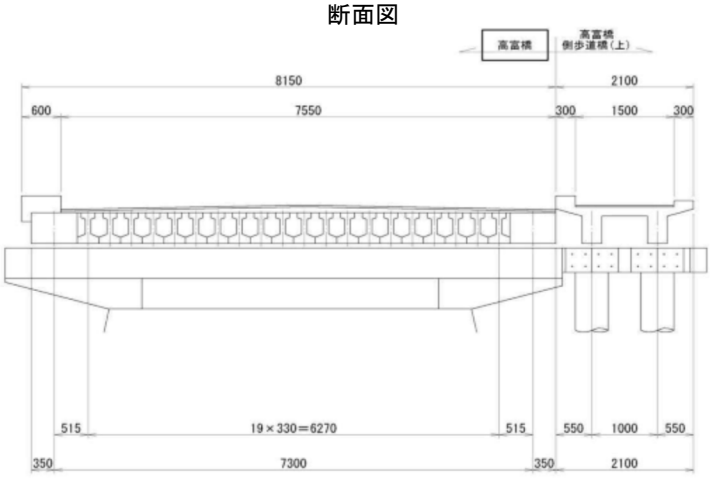


写真- 4.2.1　現地調査実施状況

No.	1	橋梁名	A橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 4.85m、供用後 52 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・桁下面に漏水・遊離石灰などが確認されている。 ・供用から 43 年後、桁下面と地覆側面においてはく落防止シートによる補修が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・橋の健全性が保たれていると報告されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部　　交差物件：道路 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北側を山に囲まれる、南側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	平面図  断面図  		

	側面図   全景写真（単純 PC プレテン床版橋、橋長 4.85m、幅員 7.5m）
本研究における現地調査の結果	補修後の間詰め下面の漏水や補修材の劣化、及び既設コンクリートの劣化は確認できなかった。  はく落防止シート補修（左図：全景、右図：桁下）

	舗装面におけるひびわれやポットホールなどは確認されていない。はく落防止シートにも変状が無い。  橋面状況（左図：遊間部Ａ２Ｒ側、右図：終点より） 補修済の地覆表面において横締め PC 鋼材位置付近に小さな点錆を 2 箇所確認した。また、橋台では漏水や遊離石灰を確認した。本橋梁では、型枠の吊材などがコンクリート表面に残っており、これが点錆となっていると考えられる。  A2 橋台 R 側地覆　表面の点錆
他の橋の維持管理のための学び等	・1991 年に JIS げたによる PC 道路橋設計便覧（JIS-5313-1991、JIS-5316-1991）が発刊されるまでは、場所打ち部分の間詰め部、横桁、張出し床版の施工は各社で独自の方法で行われていた。型枠のセパレーターの固定方法が統一されておらず、固定が不十分で固定治具のかぶりが不足している場合に点錆の原因になる可能性もあると考えられる。 ・鉄筋や PC 鋼材の劣化による錆との区別に注意する必要がある。通常、型枠の吊材などが原因であれば、範囲や間隔などから目視にて判断できるが、本橋梁のようにシート等で補修を行うことで、目視による変状の確認や損傷の推定が難しくなることに注意が必要である。

No.	2	橋梁名	B橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋 2 連、橋長 22.9m、供用後 57 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ 軽微な遊離石灰等は確認されているものの進行性はなく、健全性が保たれていると報告されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部　　交差物件：河川汽水域 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北側を山に囲まれる、南側に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	 全景 側面図  断面図  		

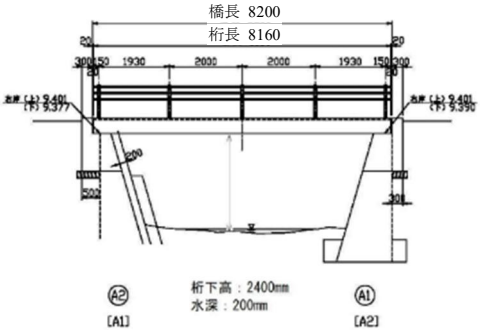
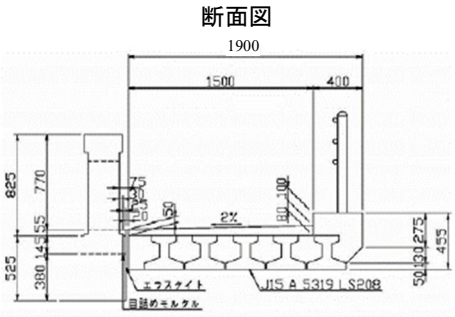
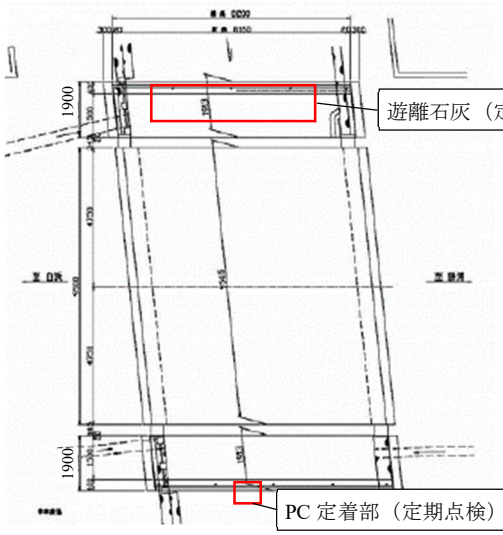
<table>
<tr><td></td><td>

全景写真　手前が起点側

全景写真　手前が終点側
</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>
桁下に検査路がなく接近が困難であったため、遠望目視にて見える範囲を観察した。A1-P1 間のみ観察でき、その範囲においては変状を確認できなかった。


A1-P1 間　点検状況(P1 側)


A1-P1 間　点検状況(A1 側)
</td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>・維持管理性からは検査路を設けるのが望ましいが、プレテンション PC 床版橋は小規模橋梁が多く、経済合理性や検査路の管理性など様々な理由で検査路等を設置していない橋梁もあるため点検時には安全確保に注意する必要がある。</td></tr>
</table>

No.	3	橋梁名	C 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 8.20m、供用後 60 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	後述の D 橋の側道橋（歩道用）である。 ＜過去の点検・補修＞ ・下り線側の横締め PC 定着部に鉄筋露出が確認されている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・床版に排水不良を疑われる損傷が確認されている。 ・上り線側の床版下面に遊離石灰の付着が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、平野部　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：西側に住宅と遠方に山、東側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	側面図  断面図  平面図  		

<table>
<tr><td></td><td>

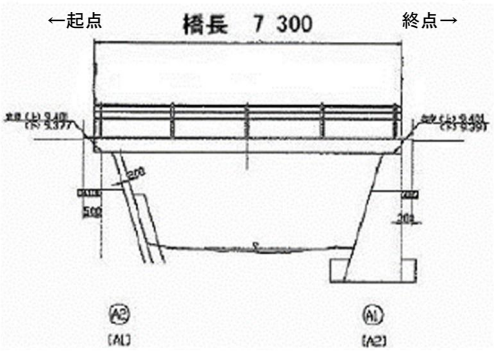
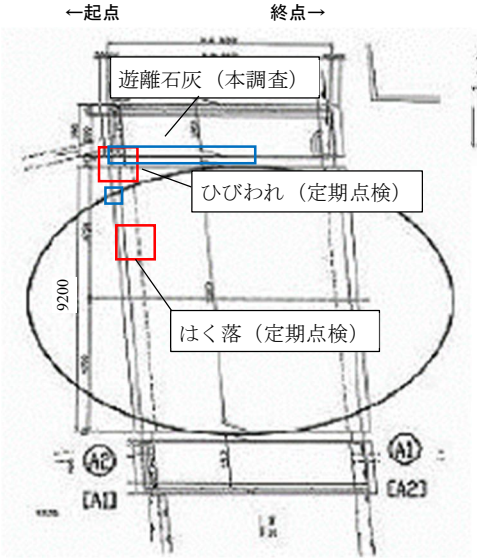
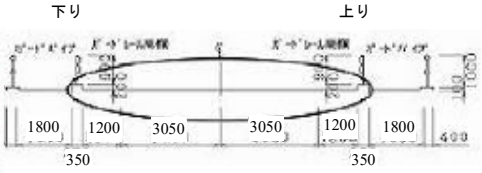
全景写真　上流より

全景写真　手前が終点

橋面写真（上り）　起点側より

橋面写真（下り）　起点側より
</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>桁下に検査路がなく、遠方より観察した範囲では、地覆水切り部や間詰め部からの遊離石灰を確認した。


</td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>・橋面からの水が間詰めや地覆界面を伝って、横締め PC 鋼材の腐食に関わる水の供給源となる可能性があるため注意する必要がある。</td></tr>
</table>

No.	4	橋 梁 名	D 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 7.30m、供用後 60 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・間詰めコンクリートのはく落が確認されているが、直近の点検時点では錆汁等は確認されていない。 ・竪壁部にひびわれが確認されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、平野部　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：西側に住宅と遠方に山、東側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	側面図  平面図  幅員構成  		

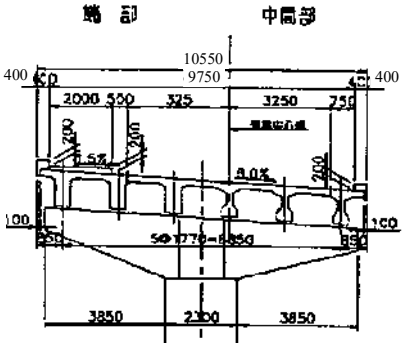
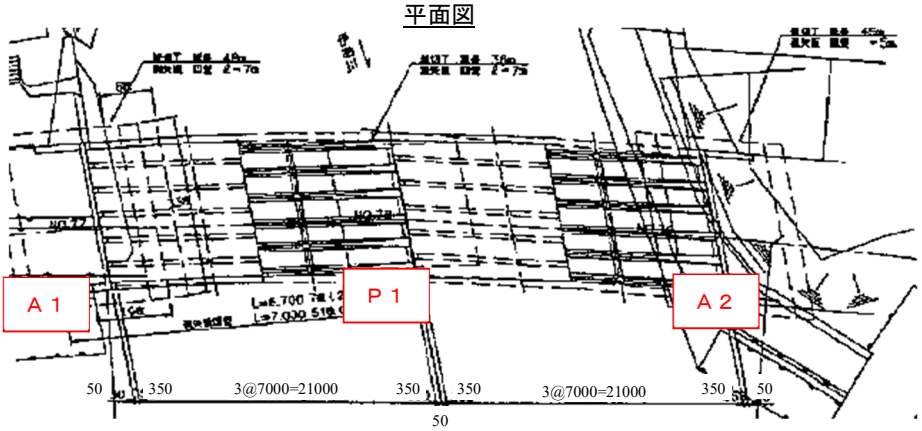
<table>
<tr><td></td><td>

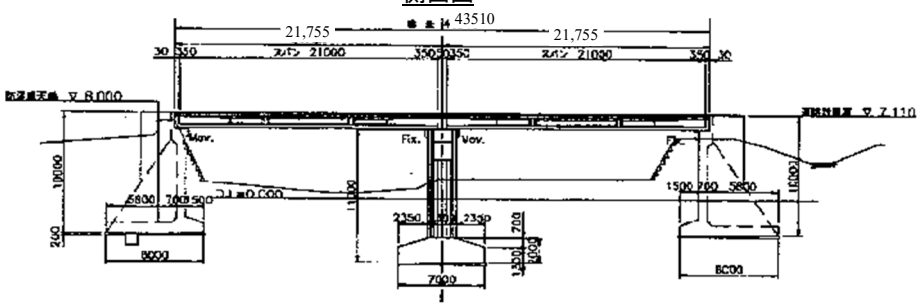
全景写真　手前が起点

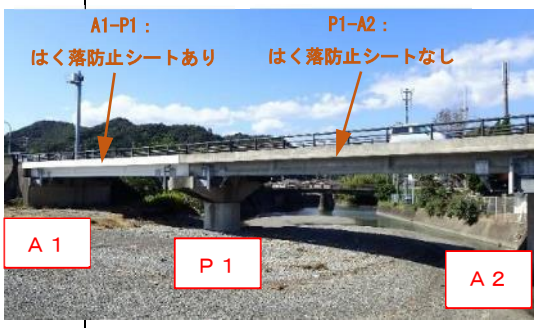
全景写真　手前が終点

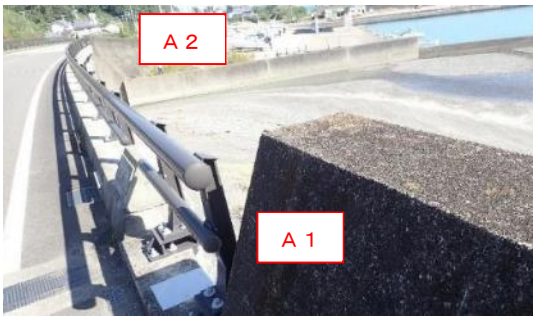
全景写真　上流より

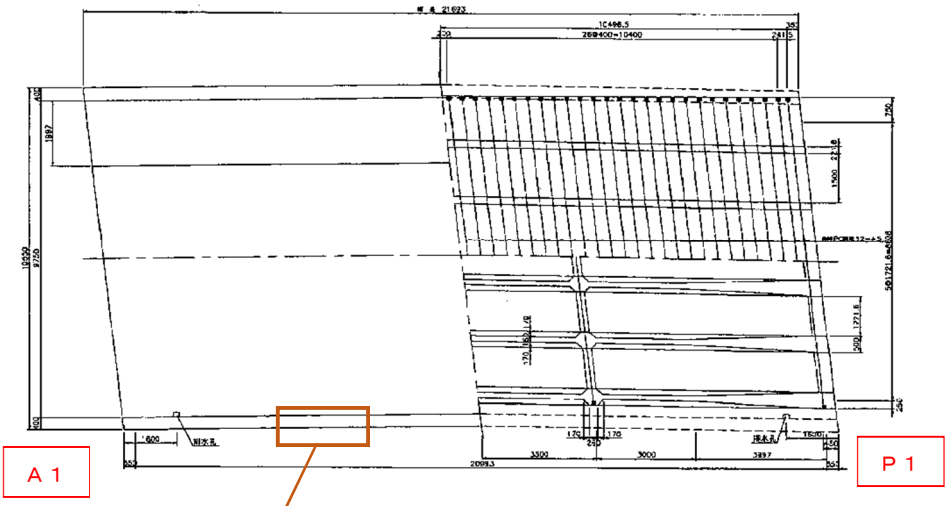
全景写真　下流より
</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>桁下に検査路がなく、歩道用の側道橋もあることから、遠方より観察した範囲では、歩車道境界の地覆水切り部や間詰め部において遊離石灰を確認した。
 </td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>・維持管理性からは検査路を設けるのが望ましいが、プレテンション PC 床版橋は小規模橋梁が多く、経済合理性や検査路の管理性など様々な理由で検査路等を設置していない橋梁もあるため点検時には安全確保に注意する必要がある。
・ホロー桁等の床版橋では、プレキャスト PC 桁どうしを間詰めコンクリートでつなぎ、地覆を構築する構造であるため、桁下からの点検においては間詰めや地覆の界面が水みちになる可能性があることに留意する。
・今回の調査で遊離石灰が確認された箇所が、過去に生じたひびわれの近辺であることから、一般に過去の損傷補修箇所への橋面からの水の浸入の可能性を考えながら点検するのがよいと考えられる。</td></tr>
</table>

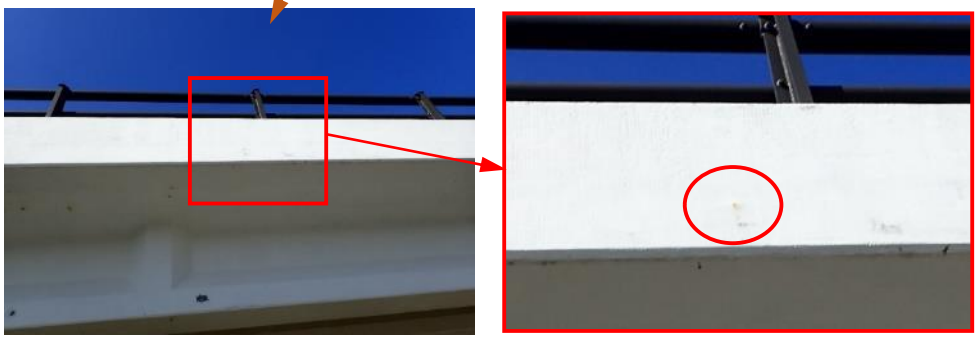
No.	5	橋梁名	E橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋 2 連、橋長 43.51m、供用後 45 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・桁下面に漏水・遊離石灰などが確認されている。 ・供用から 39 年後に桁下面と地覆側面のはく落防止シート補修、排水管の取替え、伸縮装置の補修などが行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・直近では、供用から 45 年後にグラウト再注入が行われたとされている。 ・直近の定期点検では、桁下面に複数の軽微な鉄筋露出が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、山沿い　　交差物件：河川汽水域 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北側を山に囲まれる、南側に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	断面図  平面図  		

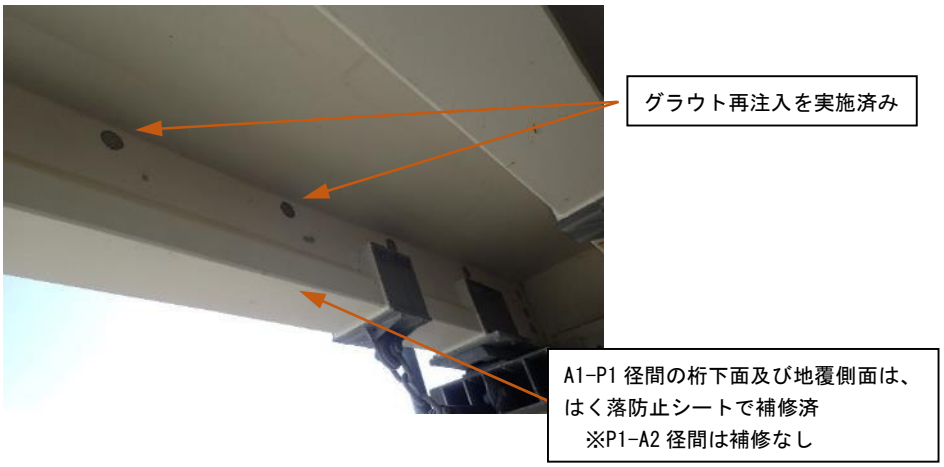
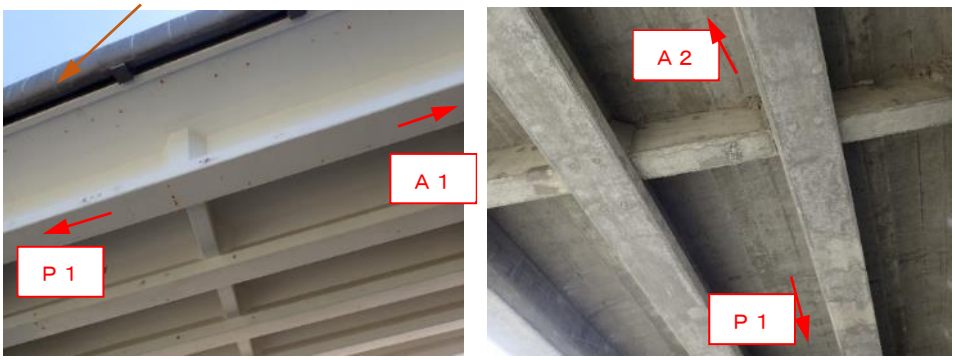
<table>
<tr>
<td></td>
<td>
側面図


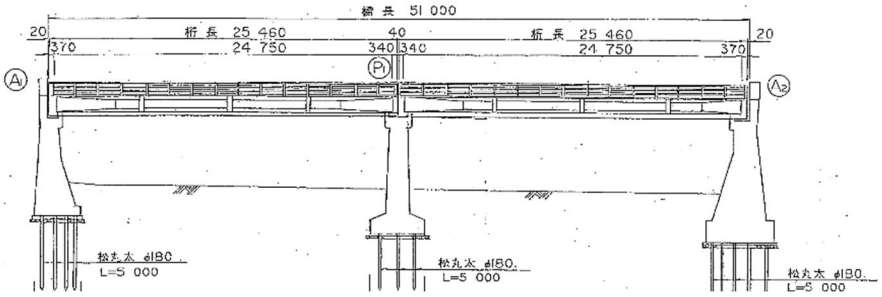
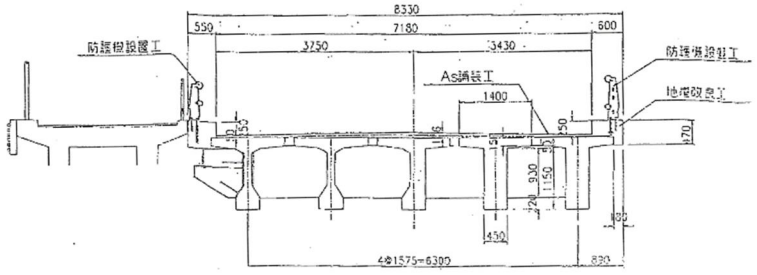


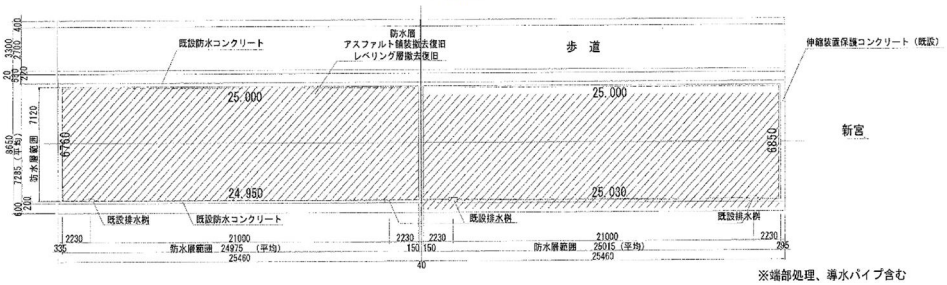


全景写真（単純 PC ポステン床版橋、橋長 43.51m、幅員 9.75m）
</td>
</tr>
<tr>
<td>本研究における現地調査の結果</td>
<td>



A1-P1 径間 地覆側面の点錆、膨れ
</td>
</tr>
</table>

	海側の補修後の地覆側面や張出し床版下面に点錆や膨れなど多く見られたが、ある程度間隔に規則性があったため、施工用の型枠吊材(セパレーター、結束線など)が錆びたものと考えられる。本調査の前に補修されたはく落防止シート補修と、グラウト再注入については、本調査時点では、間詰め下面の漏水や補修材の劣化はみられなかった。  A1-P1 径間 桁下（はく落防止シート、グラウト再注入） 横締め PC 鋼線 12-φ5 の直近に通信管路が通っている。  桁下（左：A1-P1 径間支間中央部、右：P1-A2 径間支間中央部）
他の橋の維持管理のための学び等	・1991 年に JIS げたによる PC 道路橋設計便覧（JIS-5313-1991、JIS-5316-1991）が発刊されるまでは、場所打ち部分の間詰め部、横桁、張出し床版の施工は各社で独自の方法で行われていた。型枠のセパレーターの固定方法が統一されておらず、固定が不十分で固定治具のかぶりが不足している場合に点錆の原因になる可能性もあると考えられる。 ・本橋のように地覆に通信管路用防護があるときには、横締め PC 鋼線の破断により、通信管路を損傷させる可能性があることに注意し、予防的な対応の必要性の検討に加味するのがよいと考えられる。

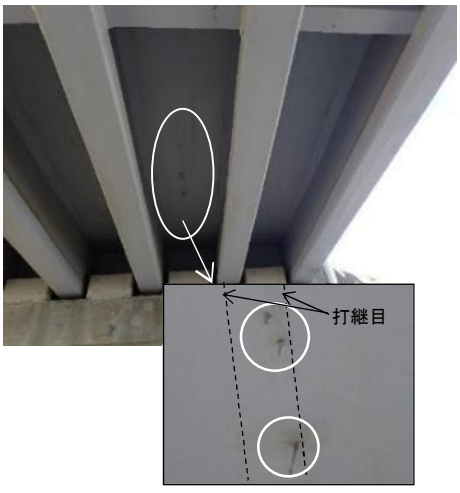
No.	6	橋 梁 名	F 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンＴ桁橋 2 連、橋長 51m（2@25.46m）、 供用後 57 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・本橋は、供用開始から 42 年後に床版横締め PC 鋼線（8φ5mm）の破断が確認されている。 ・PC 鋼より線 1S21.8mm の再施工による補修工事が行われたとされている。また、その 2 年後にはシート系の橋面防水が設置され、その後本調査時点で 13 年が経過している。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、山沿い　　交差物件：河川汽水域 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北西側に住宅と山、南東側に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	 全景写真　起点側（南西側）より撮影  全景写真　終点側（北東側）より撮影 側面図  断面図 		

<table>
<tr><td></td><td>
平面図


</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>
■桁下面の変状
・P1-A2 間では、水抜きパイプの一部から、はく落防止対策工と思われるシートを貫通して漏水・遊離石灰の析出を確認した。

P1-A2 径間　桁下（P1 側）

P1-A2 径間　桁下（A2 側）
<u>はく落防止シートの水抜きパイプの数本から漏水・遊離石灰の析出が見られた。</u>
※P1 端部から支間中央付近の区間で主桁と間詰め部の打継目に多数の水抜きパイプが設置されていた。
<u>はく落防止シートの水抜きパイプ 2 箇所から漏水・遊離石灰の析出が見られた。</u>
※A2 端部近で主桁と間詰め部の打継目付近に数本の水抜きパイプが設置されていた。


P1-A2 径間　桁下（P1 側）


P1-A2 径間　桁下（A2 側）
水抜きパイプ配置、漏水・遊離石灰の析出
水抜きパイプ 4 箇所配置、漏水・遊離石灰の析出
</td></tr>
</table>

・全体に、主桁と間詰め部の打継目付近にはく落防止対策工と思われるシートが設置されていた。A1-P1 間では、シートに膨らみ、亀裂及び剥がれ等は無かった。



A1-P1 径間　桁下（A1 側）

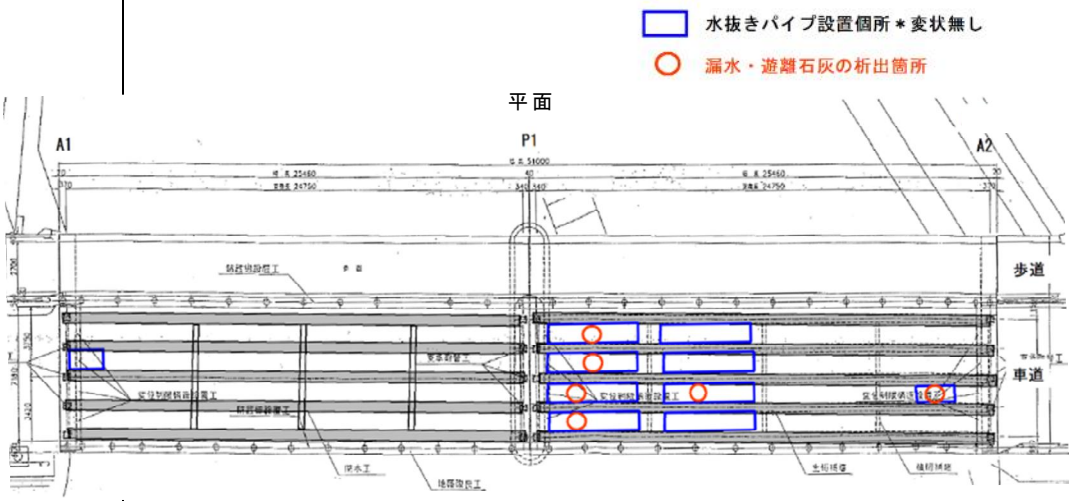
顕著な変状はなかった。
※はく落防止シートの水抜きパイプが A1 端部の主桁と間詰め部の打継目付近に数本設置されていたが、水抜きパイプからの漏水や遊離石灰の発生は見受けられなかった。



A1-P1 径間　桁下（P1 側）

顕著な変状はなかった。
※P1 端部から支間中央の区間は、水抜きパイプが設置されていなかった。

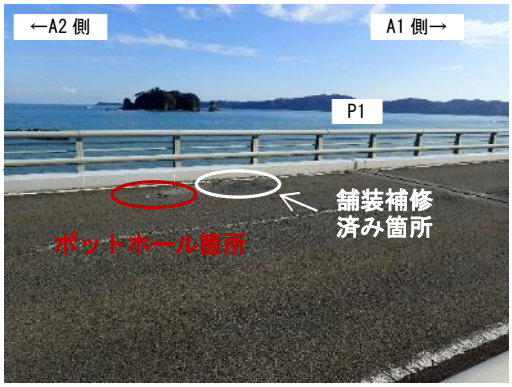
■桁下面変状図



■橋面変状

・P1-A2 径間 P1 付近の舗装にポットホールと舗装の補修跡を確認した。

・その後、主桁上面と舗装間のレベリング層の土砂化や、ポットホール箇所付近に無筋かつテーパ無しの床版間詰め部の陥没が影響している可能性も考え、桁下の状態も確認した。



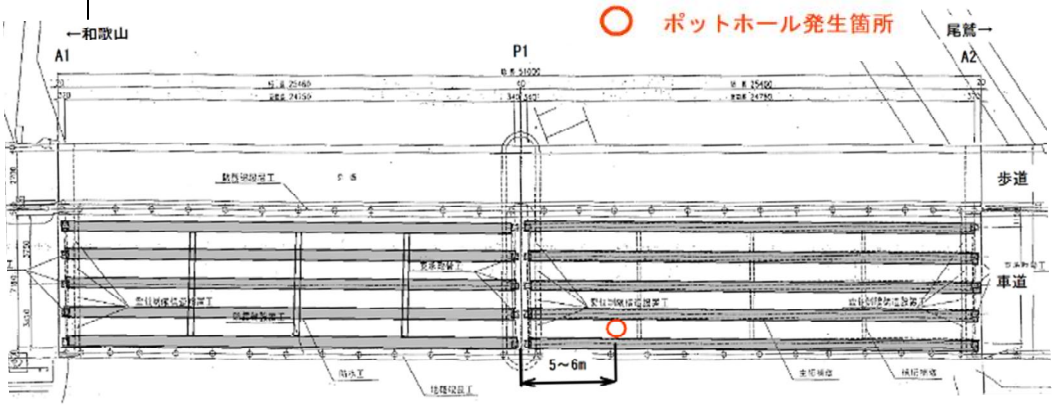
P1-A2 径間　橋面（P1 付近）



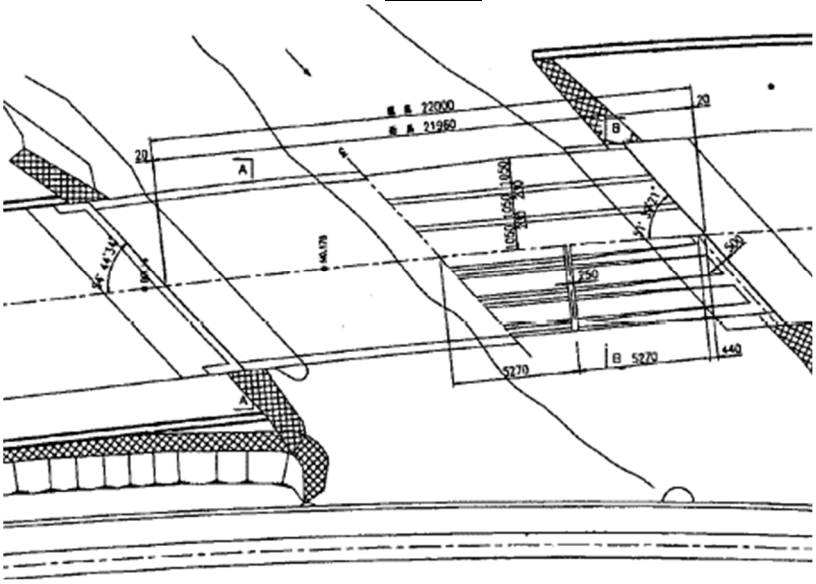
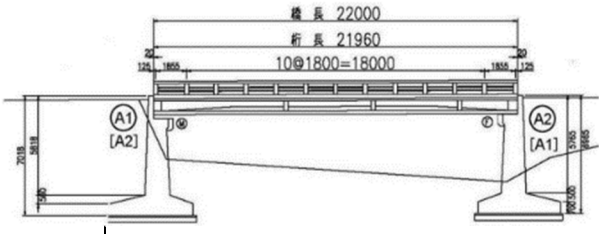
P1-A2 径間　橋面（P1 付近）
ポットホール発生箇所

舗装上にポットホール 1 箇所が見受けられた。
※ポットホールの発生箇所から約 2m 離れた箇所は補修済みであった。以前にポットホール等が発生していたと推定される。

■橋面ポットホール発生箇所図



	■ポットホール発生箇所の桁下変状 ・間詰め部の陥没兆候や漏水・遊離石灰の析出は見られなかった。はく落防止対策工と思われるシートが設置されており、間詰め部の細部まで確認できなかった。 ・ポットホールは、地覆と舗装の境界に設置されている防水コンクリートの打継目やひびわれ発生箇所などから水が浸入し、主桁や床版上面が土砂化して発生した可能性がある。  P1-A2 径間　桁下（P1 付近）  ポットホール発生箇所の桁下状況
他の橋の維持管理のための学び等	・水抜きパイプ付近では橋面に土砂化等の変状があるとパイプを通じて床版下面に水が供給される可能性があることから、はく落防止シートの内部で変状を引き起こすことが考えられる。 ・シート系の橋面防水が実施されていても、舗装面にポットホールが生じたときには、水抜きパイプからはく落防止シートを貫通して遊離石灰が析出していることには関連性が考えられるので、その後の維持管理のためにも、部分的に舗装を剥がすなど、見立ての妥当性を補足するための調査をしておくのがよいと考えられる。

No.	7	橋梁名	G橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋、橋長 22.0m、供用後 52 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・供用から 43 年後に断面修復、ひびわれ注入、電気防食工、床版防水設置工などが行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・電気防食工が施工されている一方で、電気防食システムの停止、復旧の履歴が報告されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、山沿い　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北西側は山に囲まれ河川沿いに谷、南東側を海（100m 以内）		
一般図 全景写真	平 面 図  側 面 図   全景写真　上流より、左が起点		

<table>
<tr><td></td><td>

全景写真　手前が起点

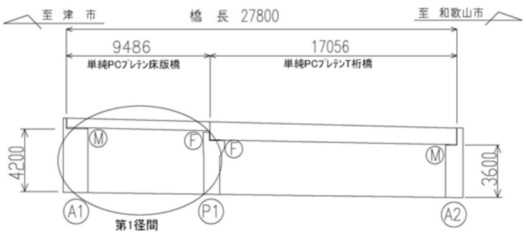
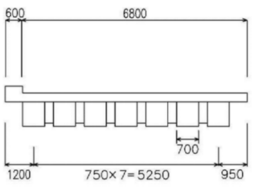
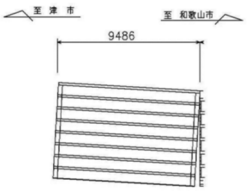
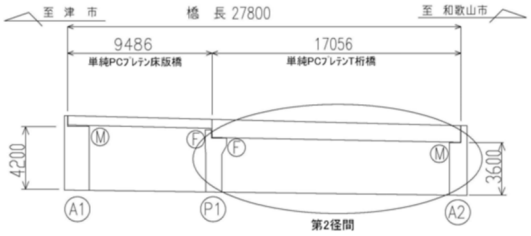
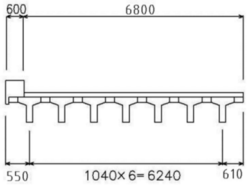
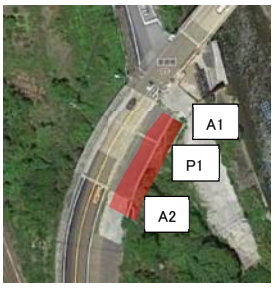
全景写真　手前が終点
</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>
電気防食が設置されていた。また、鉄筋の発錆によるコンクリートの剥離やひびわれを確認した。


電気防食が施されていた

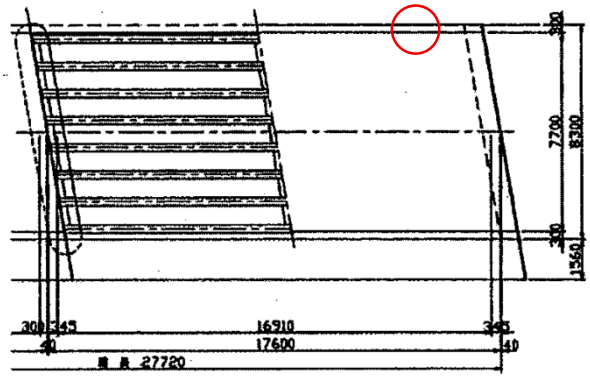
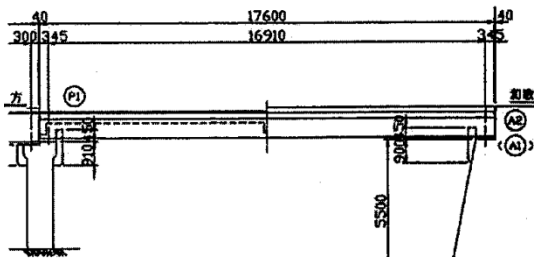
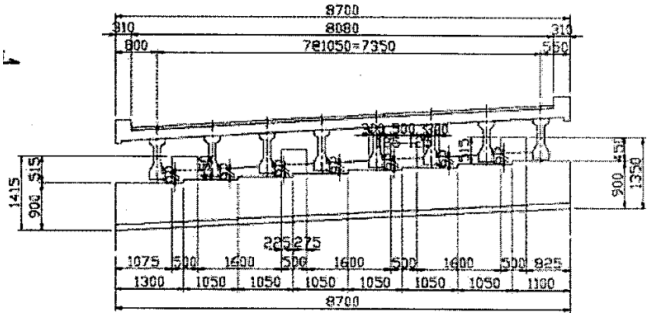

落橋防止装置チェーンが発錆していた

スターラップの発錆によりコンクリートが剥離している箇所が多数あり

下フランジ側面にひびわれが見られる
</td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>
・電気防食工法は、何らかの理由により通電が停止する可能性もある。通電が停止すると、その間は防食がなされないため、定期的に通電を確認するのがよいと考えられる。
・今回の調査で鉄筋の錆やコンクリートのひびわれが見られていたことからは、電気防食工法を適用した橋でも定期的に損傷の進行性を確認するのがよいと考えられる。
</td></tr>
</table>

No.	8	橋梁名	H橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋+単純 PC プレテンＴ桁橋、橋長 27.8m、 供用後 15 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	供用から 15 年経過した調査時点で既に橋梁は使用されていない。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の内陸部、山間部　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：周囲を山に囲まれた谷、海岸線から約 1km		
一般図 全景写真	■A1−P1 側 面 図  断 面 図 (A1−P1)  平 面 図 (A1−P1)  ■P1−A2 側 面 図  断 面 図 (P1−A2)  平 面 図 (P1−A2)  	  全景写真　手前が起点側  全景写真　手前が終点側  全景写真　左が起点側		

<table>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>・桁下からの目視確認の範囲では、損傷や劣化は確認できなかった。また、桁下からの目視確認では A1-P1 間の横締め PC 鋼材の配置位置が分からなかった。
 
A1-P1 間　点検状況(A1 側)
損傷・劣化は確認できなかった
 
A1-P1 間　点検状況(P1 側)
損傷・劣化は確認できなかった
 
P1-A2 間　点検状況(A1 側)
損傷・劣化は確認できなかった
 
P1-A2 間　点検状況(A2 側)
損傷・劣化は確認できなかった</td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>・ホロー桁や I 桁タイプの床版橋においては、一般に外側からは横桁が見えずダイヤフラム等もないことから、近接目視確認では横締め PC 鋼材配置位置の判断が困難である。よって、横締め PC 鋼材の位置を桁に明示することが以降の維持管理において有用だと考えられる。</td></tr>
</table>

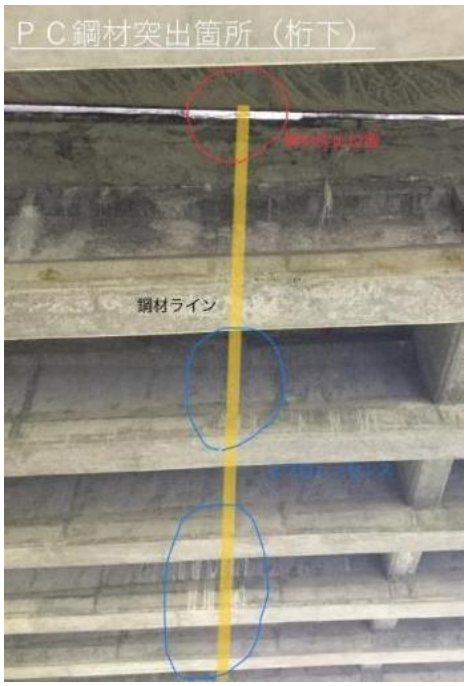
No.	9	橋梁名	Ⅰ橋
橋梁形式	単純ポステンT桁橋、橋長 27.72m、供用後 55 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	ポステンT桁橋における床版横締め PC 鋼材の破断事例である。 ＜過去の点検・補修＞ ・供用から 46 年後に主桁のひびわれ注入が行われたとされている。 ・その 3 年後にも主桁のひびわれ注入、床版の断面修復とはく落防止、横桁と地覆の断面修復が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・直近の点検では、遊離石灰や漏水などの変状が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の内陸部、山間部　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：周囲を山に囲まれた谷、海岸線から約 1km		
一般図 全景写真	平 面 図   側 面 図  断 面 図 		

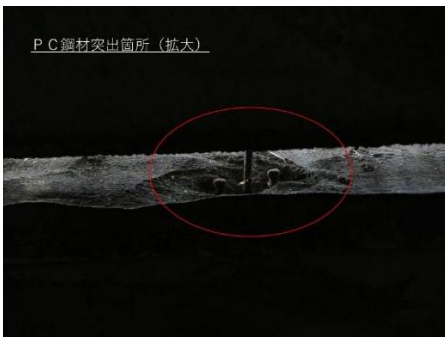
<table>
<tr><td></td><td>

全 景 写 真（橋 面）

全 景 写 真（桁 下）
</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>
・PC 鋼材の破断について
終点側 A2 から約 3.5m 位置において、PC 鋼材の破断・突出を確認した。


横締め PC 鋼材突出箇所（橋面）

横締め PC 鋼材突出箇所（拡大）


横締め PC 鋼材突出箇所（桁下）
右記写真は調査時に見られた、露出した鋼材の破断部を近接して撮影したものである。


横締め PC 鋼材突出箇所（拡大）
</td></tr>
</table>

・破断した PC 鋼材周辺の変状について

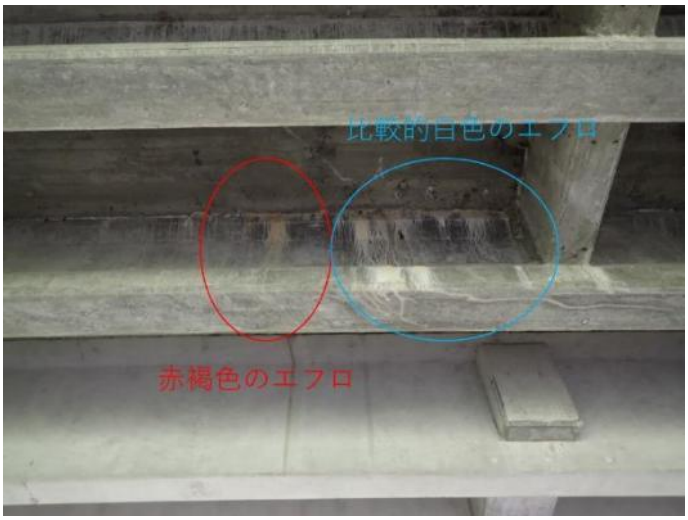
PC 鋼材位置と推定されるラインの床版と主桁との打継ぎ部に遊離石灰を確認した。また、同ラインの床版支間中央付近にひびわれも確認した。



床版部のひびわれ及び遊離石灰

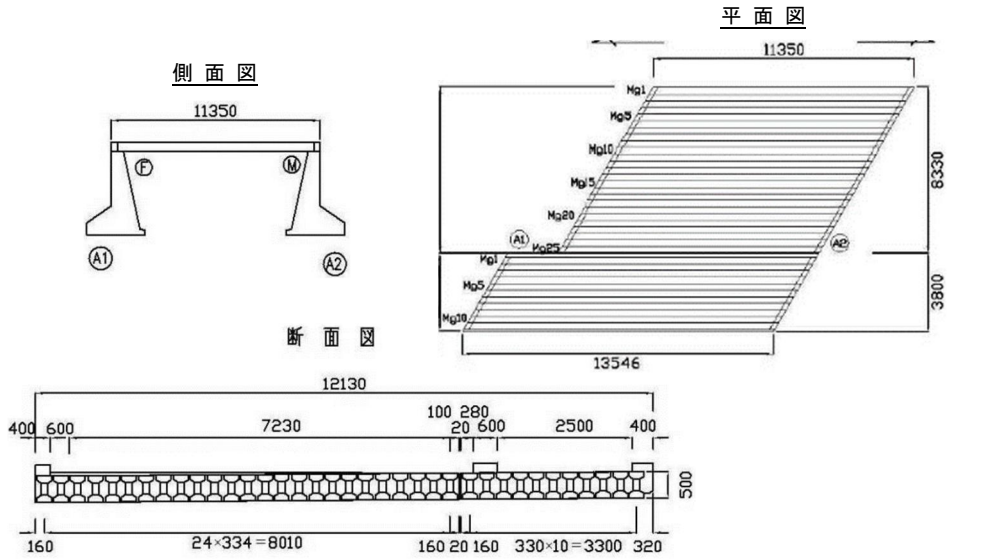
・それ以外の箇所の変状

破断箇所以外でも同様に、白色の遊離石灰が確認され、一部では錆色が混じったような赤褐色の析出物も確認された。変状の状態から、橋面からの漏水によるものである可能性が考えられた。



突出箇所以外の遊離石灰

他の橋の維持管理のための学び等	・破断横締め PC 鋼材が配置されていた床版の間詰め部から漏水や遊離石灰が確認されていることからは、プレテンション方式と同様にポストテンション方式の床版橋においても主桁上フランジと間詰め床版の界面が水みちになる可能性があることに留意する必要がある。 ・突出箇所以外でも遊離石灰が析出しており、一部で赤褐色の析出物が確認されたことからは、鋼材の腐食や破断の可能性も考えながら点検するのがよいと考えられる。

No.	10	橋梁名	J 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋（I 形断面） 車道部：橋長 11.35m、供用後 54 年（調査時点） 歩道部：橋長 13.55m、供用後 44 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・供用から 48 年後の点検までは、損傷は確認されていない。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 53 年後に、主桁下面に橋軸方向のひびわれが確認されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、山沿い　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：農地、住宅地、北西側に山、南東側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	  全景写真（左側が A1 側）  全景写真（手前が A1 側）		

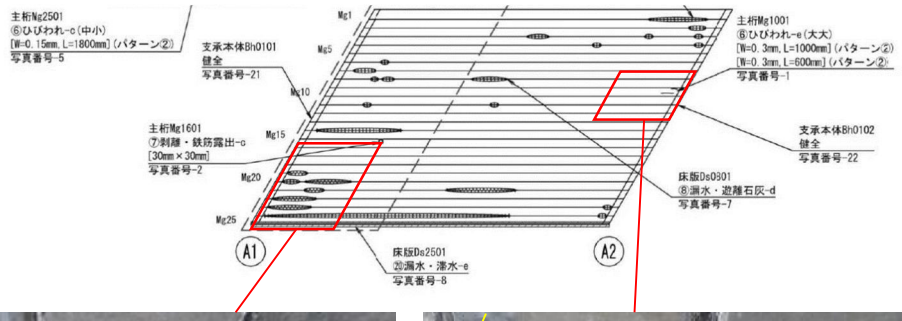


全景写真（奥が A2 側）

本研究における現地調査の結果

車道部

・車道部の間詰め部から遊離石灰を確認し、一部の遊離石灰からは錆汁のような茶褐色の変色も確認した。
・車道部の主桁底版の一部に橋軸方向ひびわれを確認した。
・車道部の供用年からは、主桁は JIS A 5313（1959 年版）により製造されたと考えられる。
・間詰めは 10㎜ 程度でありモルタルが充填されていた。そこから遊離石灰が生じており、一部茶褐色に変色している。また、主桁底版の橋軸方向にひびわれが生じていた。





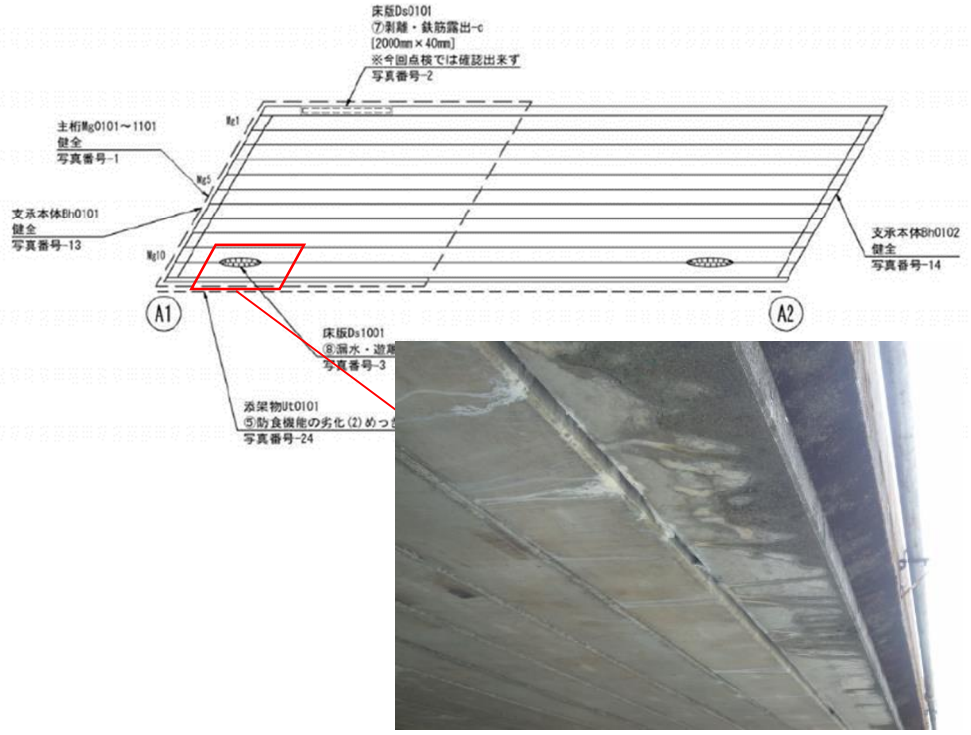
遊離石灰（A1 側）



ひびわれ（A2 側）

歩道部

・歩道部の供用年からは、主桁は車道部と同様、JIS A 5313（1959 年版）により製造されたと考えられる。
・地覆部からの伝い水、間詰め部から遊離石灰が生じていたが、発生箇所は車道部より少なかった。



遊離石灰及び地覆部からの伝い水

橋面



舗装目地（手前が A1 側）

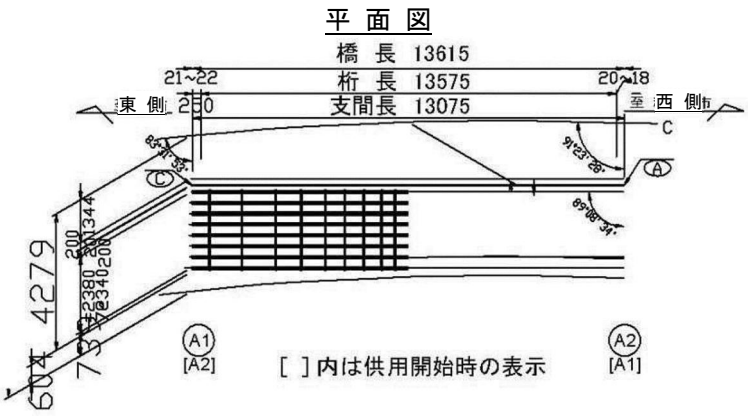
遊離石灰が見られた直上の舗装には目地があり、そこから雨水が浸入している可能性も考えられた。



橋面から橋の側面を望む

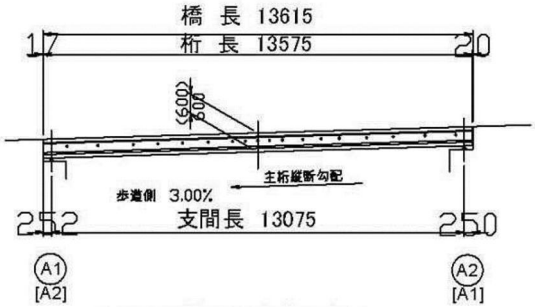
橋の側面には大きな添架管があり、地覆側面の目視が難しい状況であった。

他の橋の維持管理のための学び等	・間詰め部から遊離石灰が生じていることから、床版桁と間詰めの界面が水みちになる可能性があることに留意する必要がある。 ・一部の析出物に茶褐色の変色が見られることから、内部鋼材の腐食があるならば、水の浸入と関係する可能性が考えられる。 ・ホロー桁やI桁タイプの床版橋においては、一般に外側からは横桁が見えず、本橋梁のように添架管などで側面が見づらくなると、さらに横締めPC鋼材の位置特定や定着部の目視確認が困難である。よって、横締めPC鋼材の位置を桁に明示することが以降の維持管理において有用だと考えられる。 ・遊離石灰が見られた直上の舗装に目地があったことからは、目地から橋面への水の浸入も考えられる。

No.	11	橋梁名	K橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋（I 形断面）、 側 道 橋 ：橋長 13.62m、供用後 63 年（調査時点） 橋側歩道橋：橋長 13.62m、供用後 63 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	上り線は本線が拡幅された側道橋、下り線は本線側面の歩道橋である。 ＜過去の点検・補修＞ ・側道橋（上り）、歩道橋（下り）ともに、供用から 57 年後の点検までに、本線橋との隙間からの漏水、舗装のひびわれなどが確認されている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・上り線（側道橋）、下り線（歩道橋）ともに、供用から 60 年後の点検にて、軽微な損傷が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：太平洋側の沿岸部、山沿い　　交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年　　積 雪 量：0cm/年 周辺状況：農地、住宅地、北西側に山、南東側に海（500m 以内）		
一般図 全景写真	 		

・側道橋（上り）

側 面 図



断 面 図

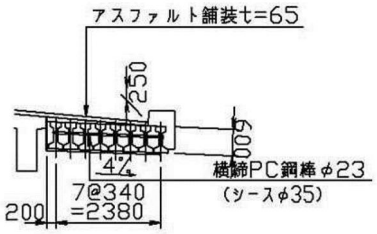
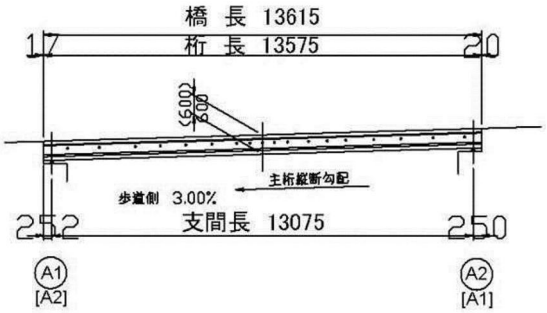




写真 1. 上り線全景

・歩道橋（下り）

側 面 図



断 面 図

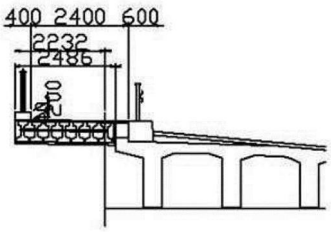




写真 2. 下り線全景

本研究における現地調査の結果

■ 側道橋（上り線）

・側道橋（上り）において、主桁下面（Mg01）で著しい汚損を確認した。また、一部の主桁下面（Mg05 支間中央部）では、錆汁の痕跡を確認した。

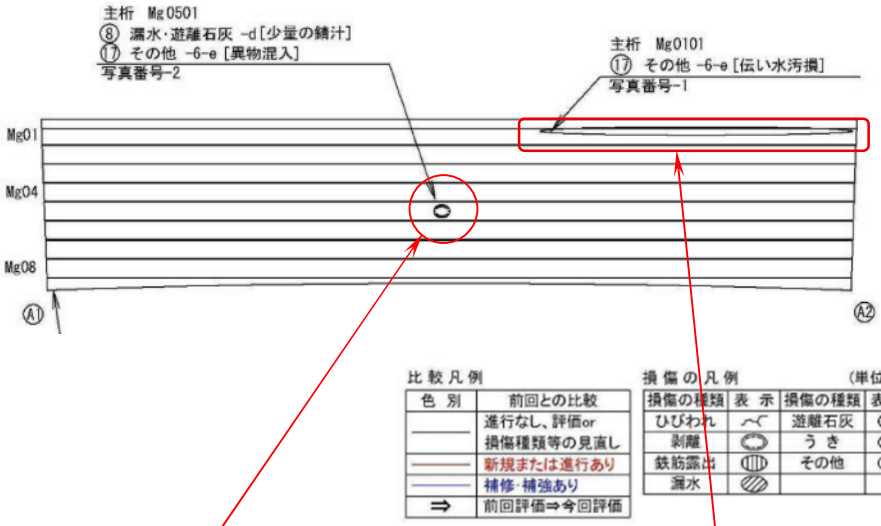




写真 3. 錆汁の痕跡（Mg05 支間中央部）



写真 4. 著しい汚損（Mg01 主桁下面）

・車道部の橋面舗装においては、側道橋（上り）と車道橋との縦目地上に複数のひびわれを確認した。



写真 5. 橋面舗装のひびわれ（縦目地部）

■ 歩道橋（下り線）

・歩道橋（下り）において、主桁下面（Mg07）に加え、外桁下面（Mg01）で著しい汚損を確認した。

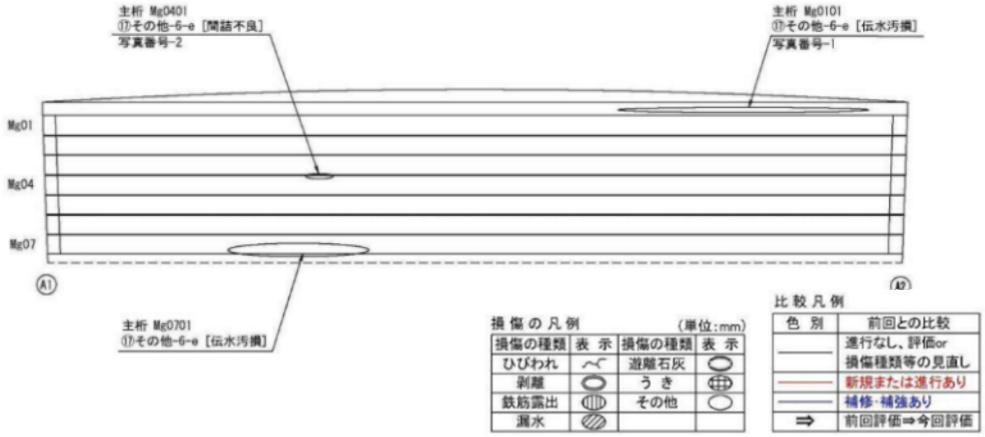


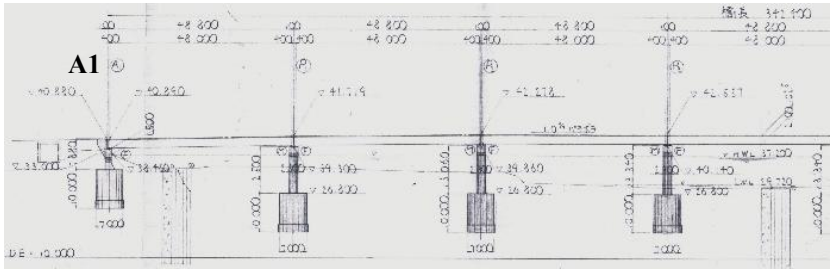
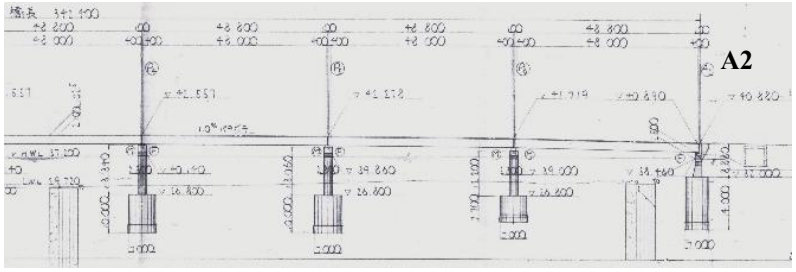


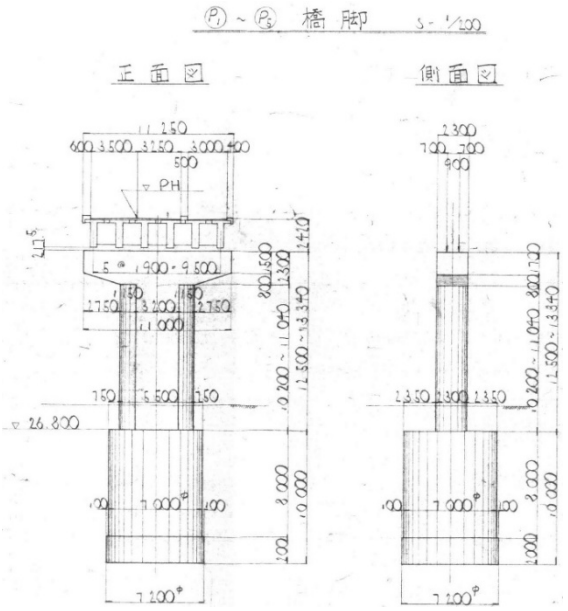
写真 6. 汚損（Mg01, Mg07 主桁下面）

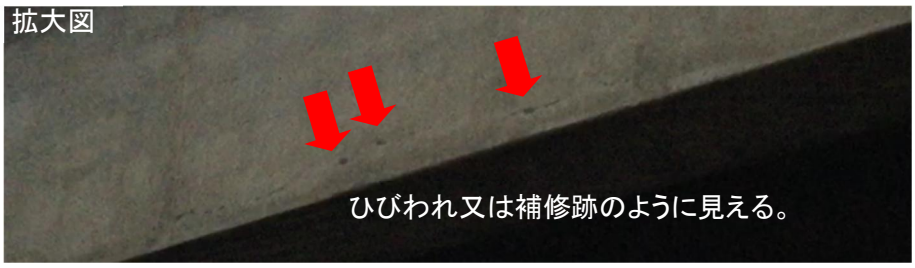


写真 7. 橋面舗装状況（歩道部）

他の橋の維持管理のための学び等	・縦目地部での汚損や、縦目地直上の舗装の変状からすると、歩道が隣接する床版橋では縦目地から主桁部に水が供給される可能性があり、縦目地も内部鋼材への水の供給源になり得ることに留意が必要である。

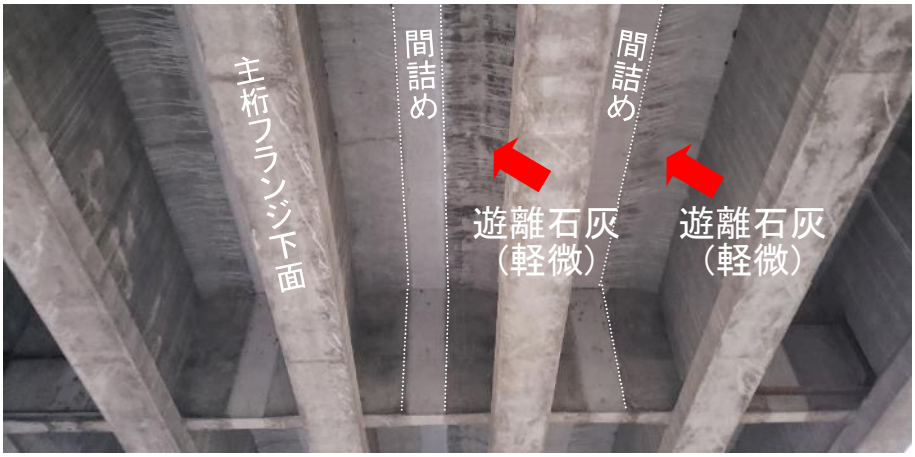
No.	12	橋梁名	L橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋 7 連、橋長 342.4m、供用後 39 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 35 年後の点検(リフト車使用)では、本橋の A1-P1 間において、主桁には鉄筋及びシースの露出(豆板の補修跡あり)、床版には豆板と鉄筋露出が確認されている。 ・舗装では広い範囲でひびわれやわだち掘れの発生が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：内陸部、平野部　　交差物件：河川 降 水 量：1860mm/年　　積 雪 量：27cm/年 周辺状況：河川敷と住宅		
一般図 全景写真	 全景写真（奥側 A1）   		

<table>
<tr><td></td><td> 
</td></tr>
<tr><td>本研究における現地調査の結果</td><td>今回の調査では、主桁や間詰め部については P5-A2 間を橋下 3.5m から見上げる形で行い、舗装状態は P6-A2 間を近接目視した。
(1) 主桁側面の変状(P6-A2 間)
・P6-A2 間の主桁側面の一部にひびわれ及びその補修跡のような形跡を確認した。
 

 
</td></tr>
</table>

(2)床版間詰め部の軽微な遊離石灰（今回点検した P5-A2 間全域）

・主桁下面では間詰部に遊離石灰を確認した。



(3)舗装部のひびわれやわだち掘れ(P6-A2 間)

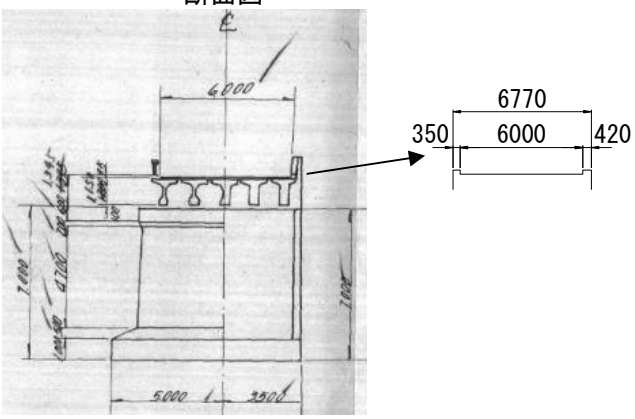
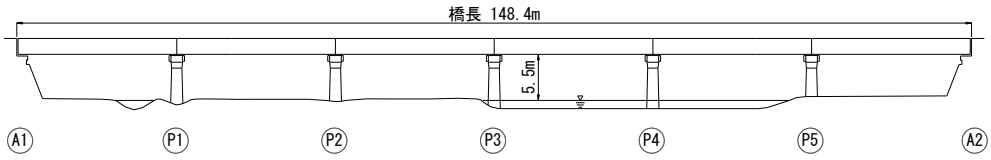
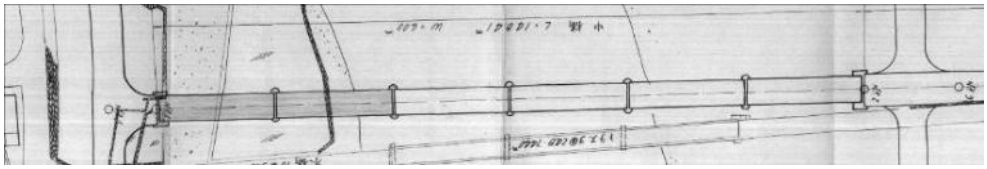
・橋面では舗装の広い範囲でわだち掘れやひびわれを確認した。



勾配の低い側の A2 付近にて舗装の損傷がみられる



他の橋の維持管理のための学び等	・橋長が長い橋において点検用の通路等が無いと、相当の範囲が近接できず変状に気づきにくい。維持管理の観点からは検査路を設けるのが望ましいと考えられる。 ・勾配の低い側である A2 側にて舗装に損傷が見られること、P5-A2 間の間詰め部に軽微な遊離石灰が見られることからは、水の影響は勾配の低い側に集中しやすい可能性があり、点検において考慮すべきと考えられる。

No.	13	橋梁名	M橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋 6 連、橋長 148.4m、供用後 58 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	床版橋では無いものの、類似の T 桁橋梁として調査を行った。 ＜過去の点検・補修＞ ・供用から 47 年後に地覆、防護柵の補修を、その 1 年後に橋面防水及び伸縮装置補修の対策が行われたとされている。 ・同時期に落橋防止装置(PC ケーブル)、変位制限装置(RC 突起)、防護柵補修工、支承防錆工などが行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 56 年後の点検では、間詰め部と主桁部からひびわれと遊離石灰の析出、排水装置の異常（管外れ）が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：内陸部、谷部 降 水 量：2250mm/年 周辺状況：山に囲まれている		交差物件：河川 積 雪 量：37cm/年
一般図 全景写真	断面図  側面図  平面図 		



全景写真（斜めより）



全景写真（正面より）



床版の間詰め部から遊離石灰が見られた。また、桁下面の一部が茶褐色に汚れていた

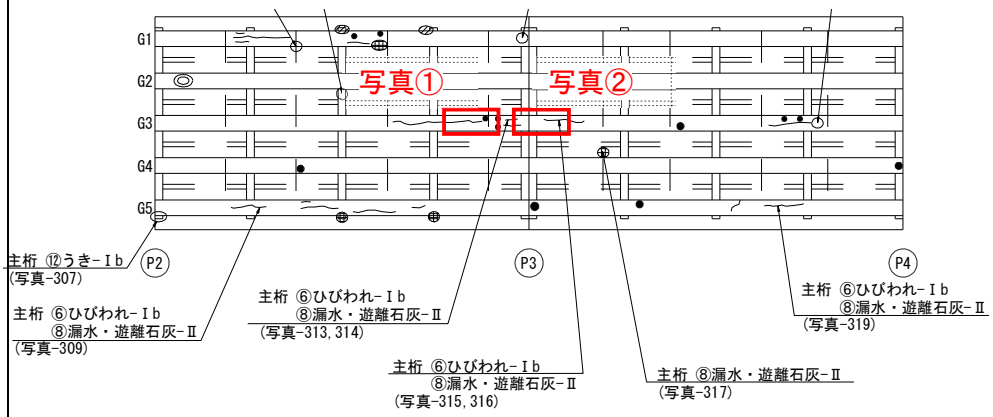


桁中央部の底面に橋軸方向のひびわれと、規則的な間隔にて点錆が見られた



親柱には凍結抑制剤が置かれていた

本研究における現地調査の結果	3 径間目（P2-P3）、4 径間目（P3-P4） ・第 3 径間及び第 4 径間の P3 側の G3 桁端部側面に、シースに沿った遊離石灰を伴うひびわれを確認した。





遊離石灰を伴うシースに沿ったひびわれ(3 径間目)

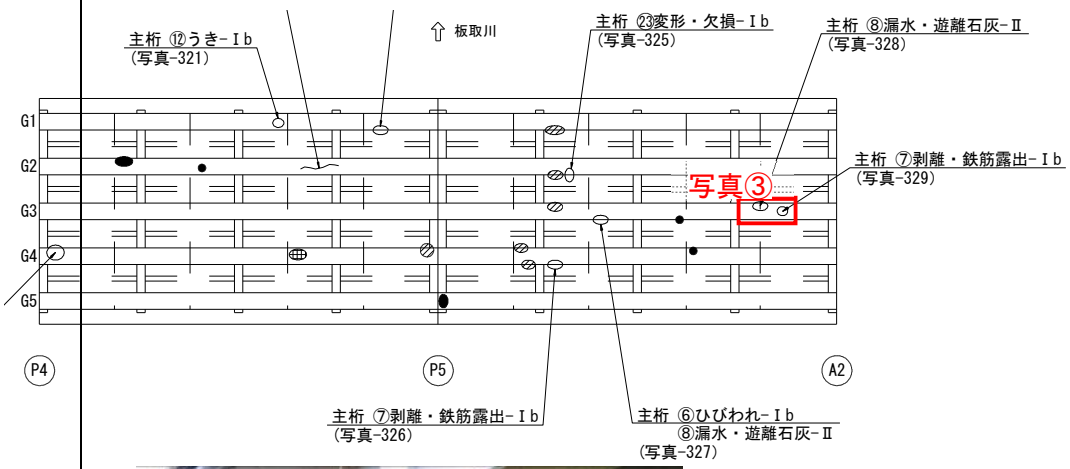


遊離石灰を伴うシースに沿ったひびわれ(4 径間目)

・当該ひびわれ付近の直上の路面において目立った損傷はなく、地覆遊間部からの漏水はあるが、伸縮装置からの漏水は見られていない。





	6 径間目 （P5-A2） ・第 6 径間の A2 側の G3 桁下フランジ側面に、シースに沿った遊離石灰を伴うひびわれを確認した。 ・前述した 3 径間目と 4 径間目のひびわれと同様に、ひびわれから析出した遊離石灰の中に、錆汁が疑われる変色はなかった。 ・同様に、路面において、当該ひびわれ付近の直上に目立った損傷はなかった。   遊離石灰を伴うシースに沿ったひびわれ(6 径間目)
他の橋の維持管理のための学び等	・ポステンＴ桁橋の場合は主方向においても PC 鋼材にグラウトを用いており、グラウト充填不良の可能性があることからは、点検においては主方向のシース位置にも留意し、横締め PC、主方向 PC それぞれに対して変状を把握する必要があると考えられる。

No.	14	橋 梁 名	N 橋
橋梁形式	3 径間単純 PC ポステンＴ桁橋、橋長 100.0m、供用後 46 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 44 年後に床版横締め PC 鋼材の抜け出しが確認されている。この時の調査で横締め PC 鋼材のグラウト充填不良が確認されている。 ・横締め PC 鋼材の入れ替え等の補修がなされている。		
橋梁位置	場　　所：内陸部、谷部 降 水 量：2250mm/年 周辺状況：山に囲まれている	交差物件：河川 積 雪 量：37cm/年	
一般図全景写真	 終点上流側  終点下流側		
本研究における現地調査の結果	■横締め PC 鋼材定着部 ・抜け出し確認から 2 年後の本調査時点では、補修設計を実施するための橋梁の現状の確認と調査を行っている最中であった。 ・3 径間とも、各径間に 1 箇所、合計 3 箇所の床版横締め PC 鋼材の定着背面（地覆側面）に補修跡があった。（管理者によれば、過去に、PC 鋼より線への入替、再緊張とグラウト注入が行われている。）  横締め PC 鋼棒の補修跡		



A1 側



P2 橋脚部



A2 側

■桁側面及び下面の変状

・全ての桁端部にて橋面からの漏水の跡を確認した。

・A2 橋台にて横桁横締めの後埋めコンクリート部にひびわれが見られた箇所があった。A1 橋台側の桁端部では、コンクリートが剥離しており、錆びた鉄筋を確認した。また、P1・P2 橋脚部では、錆汁・遊離石灰を確認した。



A1 橋台（下流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡と、コンクリートの剥離と露出した錆びた鉄筋を確認した。



P1 橋脚（下流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡と、桁側面に遊離石灰の析出と錆汁を確認した。



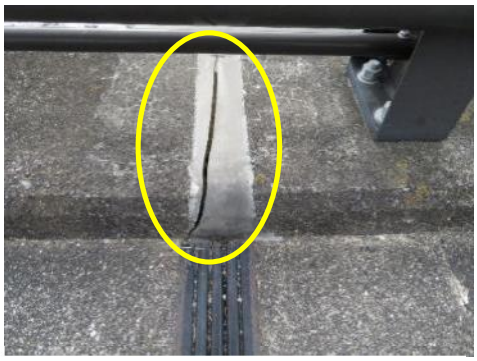
P2 橋脚（上流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡と、桁側面に錆汁、また、PC 鋼棒補修部分の下側から遊離石灰の析出を確認した。

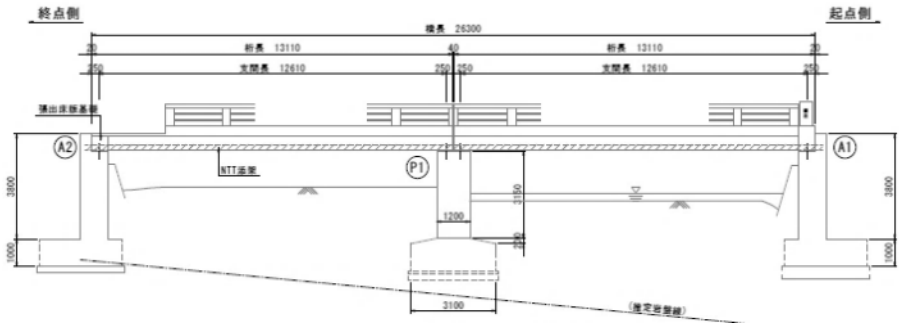
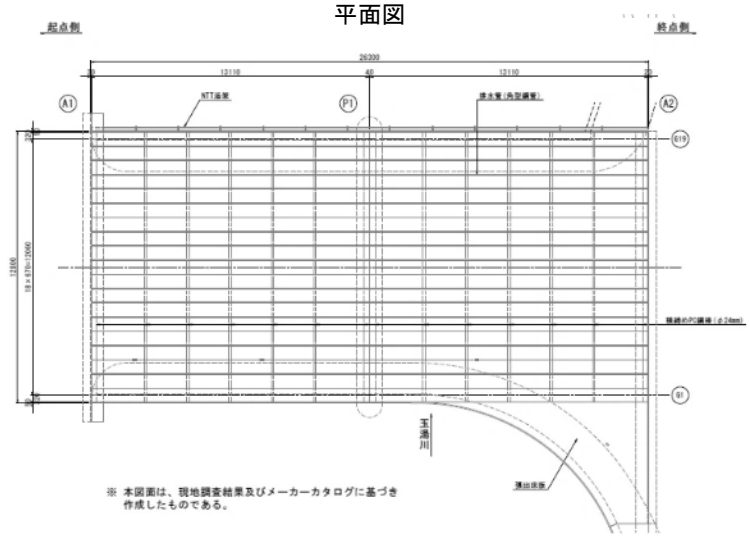
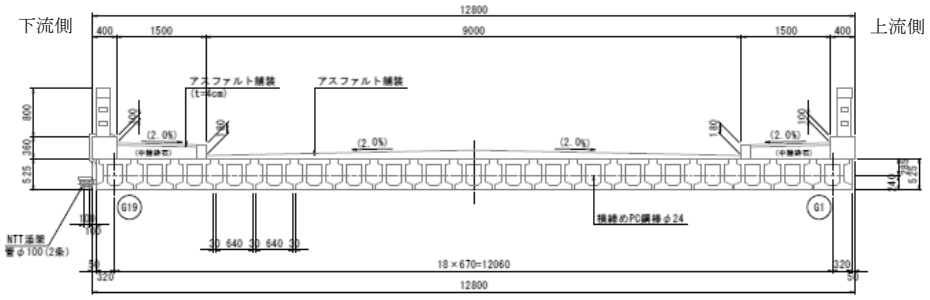


A2 橋台（上流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡、及び横桁横締めの後埋めコンクリート部にひびわれを確認した。

	・排水管に遊離石灰の付着を確認した。 ・間詰めコンクリート部からの遊離石灰を確認し、特に歩道側の間詰めコンクリートからの遊離石灰が多かった。  P2 橋脚 排水管から遊離石灰の析出を確認した。  間詰めコンクリート部（歩道側） 間詰コンクリートからの遊離石灰の析出を確認した。特に歩道側の間詰コンクリートからの析出が多い。 ■橋面 ・橋面上では、橋台部の段差を舗装で調整した跡があった。調査時点では伸縮装置部に段差は無かったことから、調整工事において橋面全体を再舗装したものと推定した。 ・車道用と歩道用の伸縮装置のシール材が劣化しており大きな隙間があった。 ・排水装置は詰まっておらず、舗装ともなめらかに擦り付けられていた。  車道用と歩道用の伸縮装置間シール材の劣化 車道用伸縮装置から歩道用伸縮装置までシール材で施工されているが劣化し隙間があった。  歩道部地覆のシール材の劣化 歩道部の地覆に施工されているシール材だが大きなひびわれを確認した。
他の橋の維持管理のための学び等	・点検では、補修箇所のひびわれや水の影響にも着目する必要がある。 ・伸縮装置部からの漏水により、桁端部では他の箇所と比較して、著しい変状が確認されている。従前、周知されている事項ではあるが、劣化を助長する水の供給を抑制することは重要であり、点検においては伸縮装置のシール材の劣化や排水樋の破損にも着目する必要があると考えられる。

No.	15	橋 梁 名	0 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 26.3m、供用後 49 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 49 年経過した単純プレテン床版橋である。 ＜過去の点検・補修＞ ・供用から 40 年後の調査では交通量が 3,019 台、大型車混入率 4.6%(昼間 12 時間)の交通条件とされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 47 年後の点検では、主桁に鉄筋露出、横締め PC 鋼材破断・突出が複数本確認されている。 ・その後、PC 鋼材突出部の補修が行われたとされている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側内陸部、平野部　　交差物件：河川 降 水 量：1790mm/年　　積 雪 量：46cm/年 周辺状況：住宅		
一般図 全景写真	 写真-1　全景		

	側面図  平面図  断面図 
本研究における現地調査の結果	・調査時には追加の補修工事が行われていた。 ・桁側面にて PC 鋼材の補修跡を確認した。

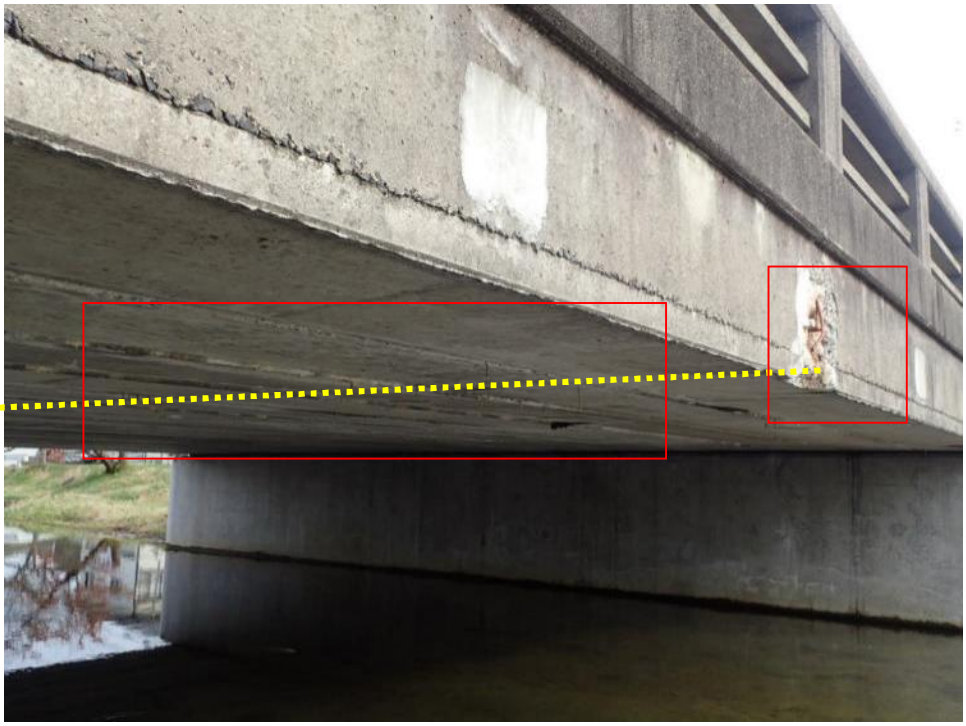
■破断・突出状況

横締め PC 鋼材の破断・突出を 4 箇所で確認した。①②④の鋼材のついては防錆処理や後埋めがなされていたり、別の鋼材が見えていたことから、何かしらの対策がなされていたと考えられるが、③の鋼材については措置がなされていなかった。従って、③については①②④の対策後に新たに突出した可能性がある。

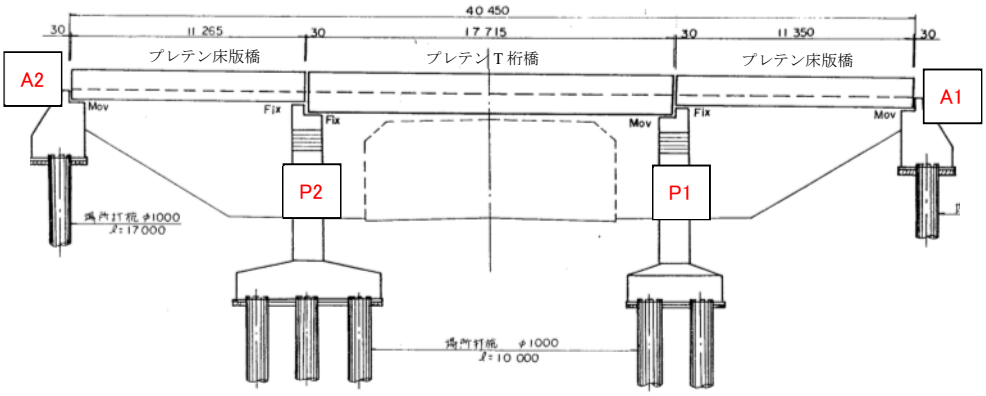
また、橋面には排水装置が見当たらなかった。

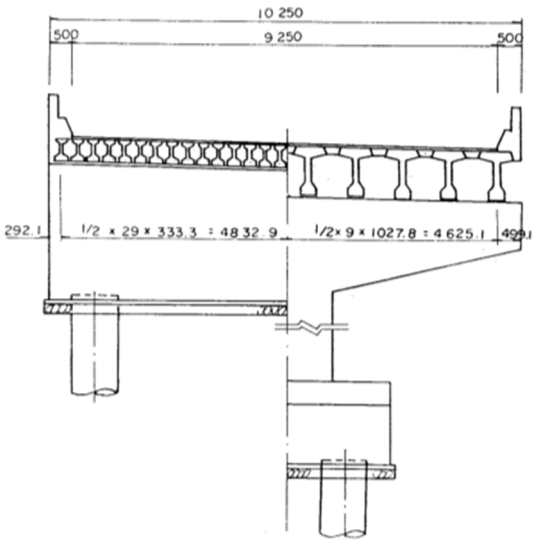


写真-2　突出状況一覧

	・突出した横締め PC 鋼材ラインの桁下を確認したところ、プレキャスト PC 桁と場所打ち部の界面からの遊離石灰及び錆汁を確認した。橋面からの雨水によって横締め PC 鋼材が腐食し、錆汁を伴う遊離石灰が析出したものと推察される。  写真-3　桁下状況
他の橋の維持管理のための学び等	・突出した横締め PC 鋼材補修後に他の箇所で突出が生じていることからは、破断や突出が確認された横締め PC 鋼材のみを事後保全的に補修しても、同じ環境下にある他の PC 鋼材にも同様のリスクが残っている可能性が高く、全体的な調査を行うことが必要と考えられる。

No.	16	橋梁名	P 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋＋単純 PC プレテン T 桁橋＋単純 PC プレテン床版橋、橋長 40.45m、供用後 43 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 43 年が経過した 3 径間の跨道橋である。供用から 40 年後の調査では交通量が 38,829 台、大型車混入率 11.7%(昼間 12 時間)の交通条件である。 ＜過去の点検・補修＞ ・橋梁台帳によると供用から 10 年後に支承の補修が行われたとされている。その後、調査時点までに伸縮装置の交換や断面修復など様々な補修が行われたとされている。 ・供用から 31 年後に主桁のはく落防止ライニング工が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 31 年後に ASR の疑いが生じ、以降直近の点検まで経過観察が行われたとされている。 ・供用から 39 年後に主桁にひびわれ注入とひびわれ表面の被覆、一部にはく落防止工（特殊ラミネート）が行われたとされている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側内陸部、平野部　　交差物件：道路 降 水 量：2340mm/年　　積 雪 量：147cm/年 周辺状況：農地と住宅		
一般図 全景写真	 写真 1　全景写真		

<table>
<tr>
<td></td>
<td>
側 面 図


断 面 図


</td>
</tr>
<tr>
<td>本研究における現地調査の結果</td>
<td>
■桁下面（A1-P1）
・単純プレテン床版橋の A1-P1 間の間詰め部に水しみ、遊離石灰を確認した。
・主桁間の遊離石灰から錆汁の滲出は見られなかった。
・L 側耳桁近傍のはく落防止ライニング工施工部に、補修後の再劣化と思われる変状を確認した。


A1-P1 間写真(A1 側)


A1-P1 間写真(A1_L 側)
</td>
</tr>
</table>

■桁下面（P2-A2）

・単純プレテン床版橋の P2-A2 間の間詰め部に水しみ、遊離石灰を確認した。

・主桁間の遊離石灰から錆汁の滲出は見られなかった。

・L 側耳桁近傍のはく落防止ライニング工施工部に、補修後の再劣化と思われる変状を確認した。



P2-A2 間写真(A2 側)



P2-A2 間写真(A2_L 側)

■桁下面（P1-P2）

・P1-P2 間は顕著な損傷は見られなかったものの、間詰め部においてほぼ等間隔に赤褐色の鋼材跡を確認した。この鋼材は間詰めコンクリート施工時に使用された型枠吊用鋼材の切断面だと思われる。



P1-P2 間写真(A1 側)



P1-P2 間写真(A2 側)

■桁側面写真

・側面は、定着部を含め顕著な変状は見られなかった。

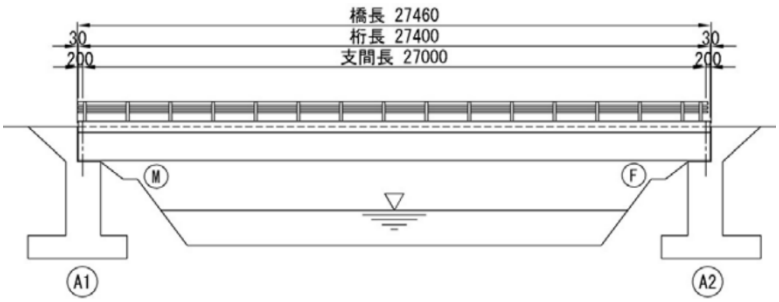


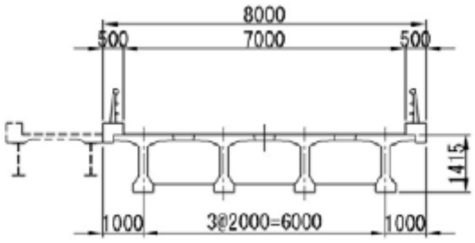
A2-P2 間写真

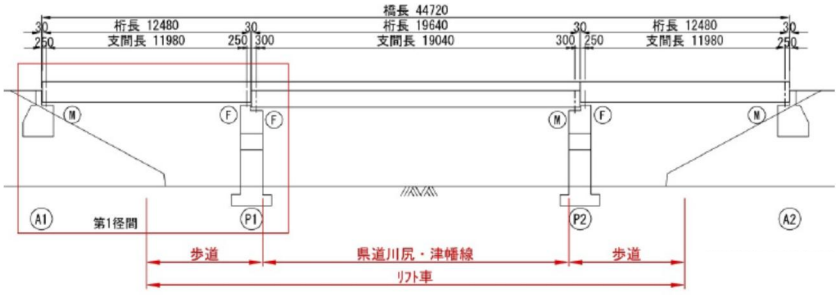
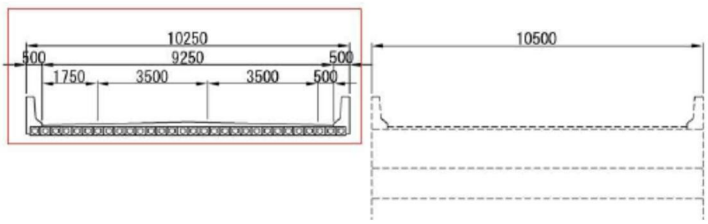


P1-A2 間写真

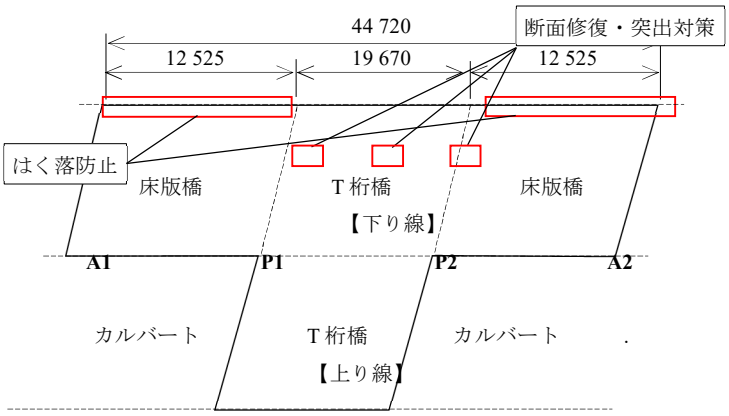
他の橋の維持管理のための学び等	・過去に行われたはく落防止工の変状や、間詰め部での遊離石灰の析出からは、PC 床版橋では、間詰め部等を介した橋面からの水の浸入があると考えるのがよい。 ・床版橋は鋼材位置が目視で分かりづらいため、維持管理を考えたときにはシート等で補修した場合には、点検を考慮して横締め PC 鋼材の位置を記しておくのが良いと考えられる。

No.	17	橋 梁 名	Q 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンＴ桁橋、橋長 27.5m、供用後 46 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・供用から 40 年後に、主桁の一部で断面修復が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・直近の点検では大きな損傷はなかったと報告されている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側内陸部、平野部　　交差物件：河川 降 水 量：2340mm/年　　積 雪 量：147cm/年 周辺状況：住宅		
一般図 全景写真	 写真 1　橋梁全景 **側 面 図**  **平 面 図**  		

	断 面 図 
本研究における現地調査の結果	■桁下面状況 ・桁下については検査路がなく、堆雪の影響により堤防部からもアクセスできなかったため、桁下の状況は確認できなかった。（側方からの遠望目視を実施） ■桁側面状況 ・観察できた範囲では、外桁側面及び横桁定着部に変状は見られなかった。 
他の橋の維持管理のための学び等	・維持管理性からは検査路を設けるのが望ましいが、小規模橋梁では経済合理性や検査路の管理性など様々な理由で検査路等を設置していない橋梁もあるため点検時には安全確保に注意する必要がある。

No.	18	橋梁名	R橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋, 単純 PC プレテンT桁橋、橋長 44.7m、 供用後 43 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 43 年経過した 3 径間の跨道橋（単純 PC プレテン床版橋,単純 PC プレテンT桁橋）である。供用から 37 年後の調査では交通量が 42,735 台、大型車混入率 11.4%(昼間 12 時間)の交通条件である。 ＜過去の点検・補修＞ ・橋梁台帳によると供用から 16 年後、及びその 9 年後の 2 度、舗装全体が打ち替えられたとされており、供用から 28 年後、及びその 9 年後には上部工の断面修復が行われたとされている。 ・供用から 25 年後に下り線全箇所、その 7 年後に下り線 A1,P1 にて伸縮装置の交換が行われたとされている。 ・供用から 36 年後に床版(02)の断面修復及びはく落防止工、PC 定着部(P1,P2)に突出防護が行われたとされている。 ・供用から 38 年後に主桁(02)のひびわれ注入、ひびわれ表面被覆と、PC 定着部(02)の断面修復が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 42 年後の点検にて、主桁ウェブに鉄筋露出が確認されている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側内陸部、平野部　　交差物件：道路 降 水 量：2340mm/年　　積 雪 量：147cm/年 周辺状況：農地と住宅		
一般図 全景写真	側 面 図  断 面 図 下り　　上り  		

平面図（漫画図）





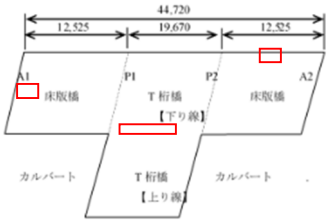
全景写真（左：南側、右：北側）



全景写真（左：北側、右：南側）

本研究における現地調査の結果	■桁下面状況 ・単純プレテン床版橋の P1-P2 間の間詰め部に漏水痕、及び T 桁橋部の床版に縦方向のひびわれを確認した。 ・斜角を有する A1 橋台の主桁端部に漏水を確認した。 ・P2-A2 間の耳桁近傍のはく落防止ライニング工施工部にひびわれが生じており、補修後の再劣化の変状を確認した。ひびわれは主桁と地覆の境界部に位置している。





P1-P2 間（下り線、T 桁部）

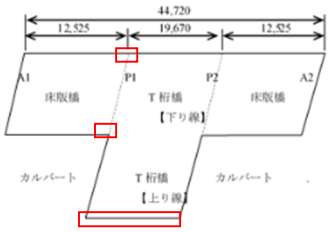


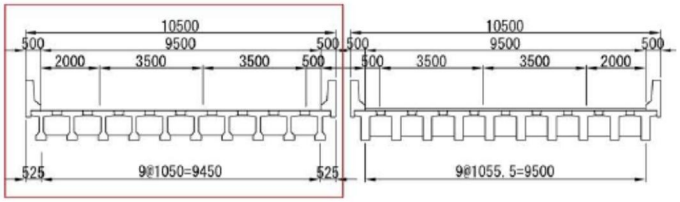
A1-P1 間（下り線、床版橋部）

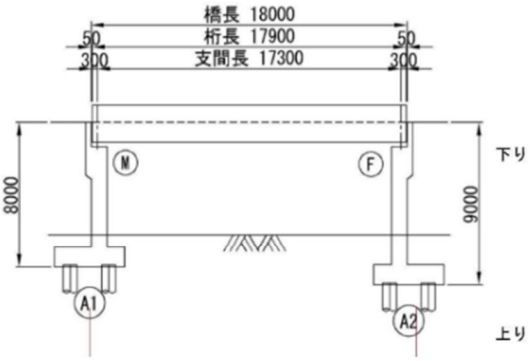


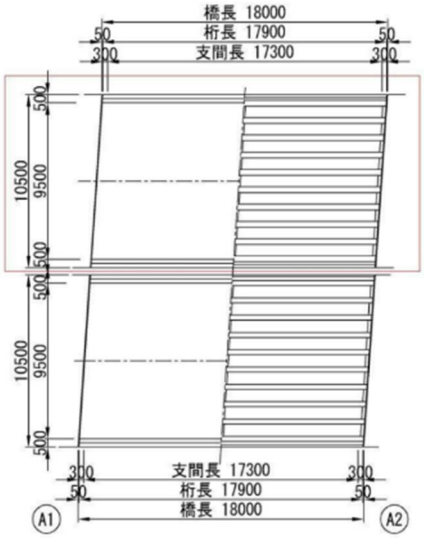
P2-A2 間（下り線、床版橋部）

<table>
<tr><td></td><td>■桁側面状況
・下り線側 P1 部の PC 横締め部は突出防護対策が行われており、対策部に変状は無かった。
・上り線側 P2 部の PC 横締め部は突出防護対策が実施されていなかった。

 
P1 橋脚（下り線）
 
P1 橋脚（下り線）
 
上り線側
  </td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>・はく落防止シート施工部にひびわれが生じていることから、シート等で桁を保護しても、原因を適切に処置しなければ再劣化することが考えられる。
・シート補修部の地覆下面の変状からは、地覆界面から漏水している場合は変状が進展する可能性もあるため、点検においてはシート補修部の変状の有無と進展の有無、水分供給経路の有無に着目する必要があると考えられる。</td></tr>
</table>

No.	19	橋 梁 名	S 橋
橋梁形式	単純 PC プレテンT桁橋、橋長 18.0m、供用後 34 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 34 年経過した単径間の跨道橋（単純 PC プレテンT桁橋）である。供用から 23 年後の調査では交通量が 42,735 台、大型車混入率 11.4%(昼間 12 時間)の交通条件である。 ＜過去の点検・補修＞ ・橋梁台帳によると供用から 23 年後に上り線 A1、A2 橋台の伸縮装置本体の取り替えが行われたとされている。下り線はその 1 年後に A1、A2 付近の後打ちコンクリートの補修と、地覆部の断面修復、及びはく落防止が行われたとされている。（下り線側は伸縮装置の取り替えは行われていない） ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・直近の点検では、主桁ウェブに鉄筋露出が確認されている。 ・直近の点検時点では、橋面防水は未施工と報告されている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側内陸部、平野部　　交差物件：道路 降 水 量：2340mm/年　　積 雪 量：147cm/年 周辺状況：農地と住宅		
一般図 全景写真	 全景写真（左：南側、右：北側） 断 面 図  		

<table>
<tr>
<td></td>
<td>
側 面 図


平 面 図


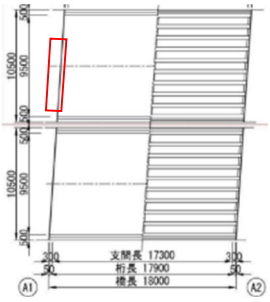
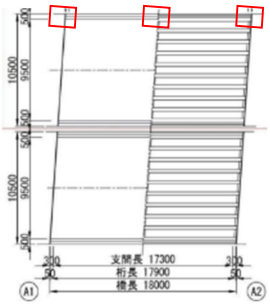
</td>
</tr>
<tr>
<td>本研究における現地調査の結果</td>
<td>
■桁下面状況（下り線）
・単純プレテン T 桁橋の G1-G2 間及び G8-G9 間の中間横桁と床版の境界部に漏水・遊離石灰を確認した。

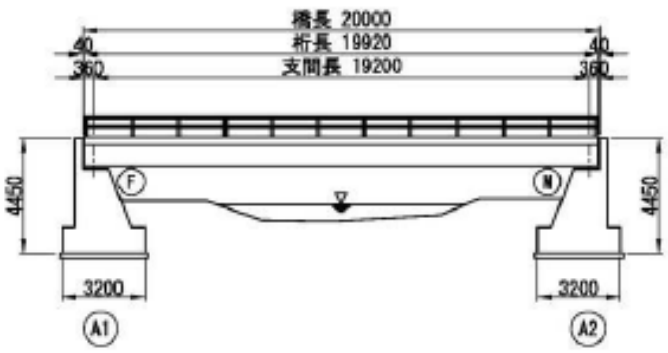

G1-G2 間写真

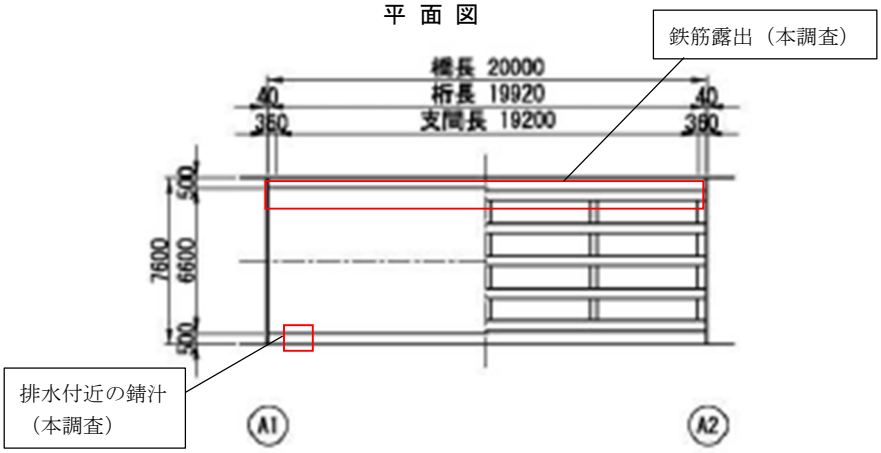
G1-G2 間写真(拡大)

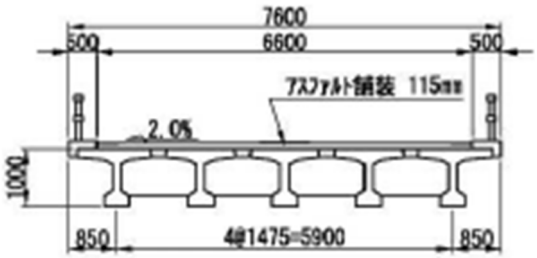
G8-G9 間写真

G8-G9 間写真（拡大）
</td>
</tr>
</table>

	・中間横桁に漏水・遊離石灰が見られた。  A1 桁下写真  ・伸縮装置の取替えを行っていない下り線側の A1 橋台において、橋台前面に水しみが見られた。支承部が湿潤な状態であると推測される。 ・下り線 A1 側端横げた定着部にうきが見られた。中間横桁と A2 側端横桁の定着部には変状は見られなかった。  A2 側端横桁定着部  中間横桁定着部  A1 側端横桁定着部 
他の橋の維持管理のための学び等	・A1 横桁定着部の漏水痕やうきは、伸縮装置の止水機能の劣化と関係している可能性がある。 ・伸縮装置、排水桝などに異常が見られるときには、近傍の横締め PC 鋼材の状態について詳細調査を行うことも検討するのがよいと考えられる。

No.	20	橋梁名	T橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋、橋長 20.0m、供用後 46 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 46 年経過した単純ポステンT桁橋である。供用から 40 年後の調査では交通量が 938 台、大型車混入率 24.6%(昼間 12 時間)の交通条件である。また、塩害対策区分 BS に該当する。 ＜過去の点検・補修＞ ・橋梁台帳によると供用から 30 年後に塩害に対する断面修復、表面被覆、排水桝交換等が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 42 年後には、主桁の補修部に再度ひびわれや、うきが確認され、終点側排水管まわりの錆汁の析出が進行していると報告されている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側沿岸部、山沿い　　交差物件：河川汽水域 降 水 量：1730mm/年　　積 雪 量：56cm/年 周辺状況：山に囲まれ河川に沿って谷、東に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	←南側  北側→ 写真-1　全景 側 面 図  		

<table>
<tr>
<td></td>
<td>
平 面 図


断 面 図


</td>
</tr>
<tr>
<td>本研究における現地調査の結果</td>
<td>
■調査で見られた状態
・主桁に配置されたスターラップのかぶり不足部の鉄筋腐食が激しく、一部コンクリートが剥離している箇所も確認した。
・排水管に損傷があり、周囲に錆汁を伴う漏水痕を確認した。
・補修材料の一部が撤去されていた。

写真-2　主桁側面状況（海側外桁）
</td>
</tr>
</table>

■橋梁台帳での補修履歴に対する本調査での確認



写真-3　補修完了全景



写真-4　犠牲陽極設置状況

橋梁台帳では、調査時の 16 年前に断面修復及び、表面被覆を実施したとされている。しかし、調査時点では、**写真-2、写真-5** のように一部表面被覆が撤去されていた。撤去時期や撤去理由などの記録は読み取れなかった。



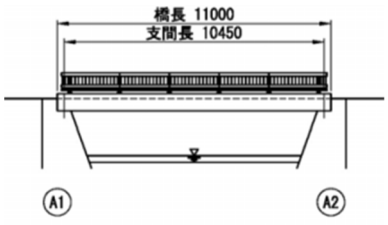
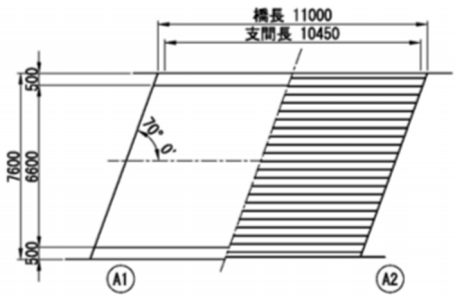
写真-5　調査時点の被覆状況

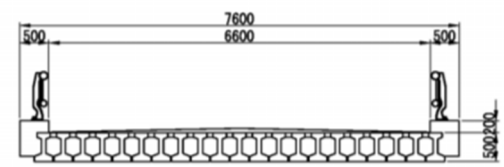
■前回点検の記録に対する本調査での確認

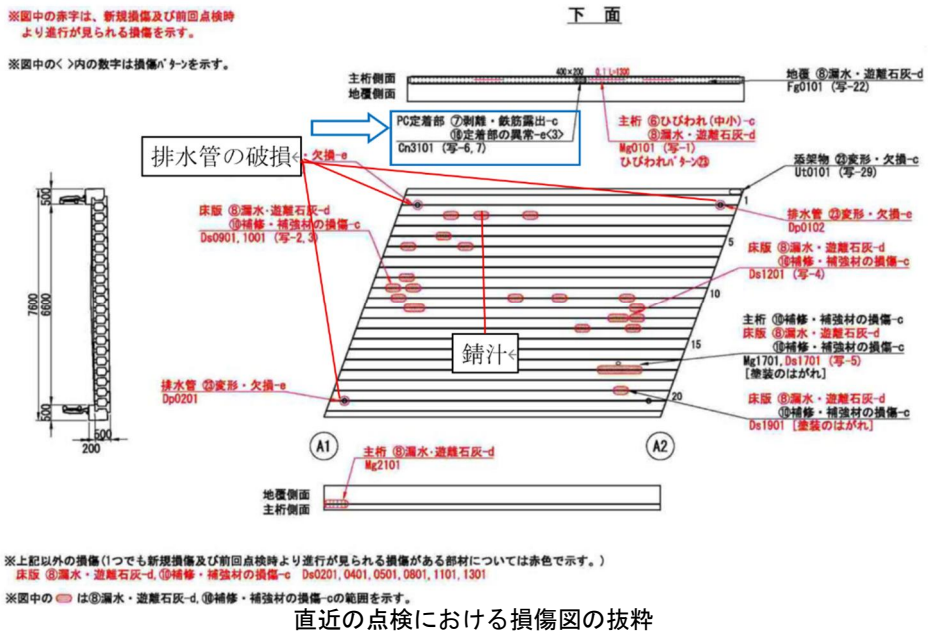


写真-6　排水管付近状況（今回調査時）

	 **写真-7 排水管付近状況（調査時直近の点検時）** 直近の点検と比較して、錆汁の析出が進行していることが確認された。排水桝付近が水がかりとなり、付近鋼材の腐食が進行している可能性がある。
他の橋の維持管理のための学び等	・定期点検などでは、間詰め部を介した水の浸入だけではなく、排水部に向かって水が集まってくることも考慮して横締め PC 鋼材の状態を評価できるように、橋の状態を評価する必要があると考えられる。 ・表面被覆工が何らかの理由で一部が撤去され、鉄筋腐食などの損傷が出ていたことから、既存の補修工法を撤去する場合はその時期や理由を記録しておくと、維持管理において補修対策検討時の参考になると考えられる。

No.	21	橋梁名	U橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 11.0m、供用後 50 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 50 年が経過した海岸沿いの単純 PC プレテン床版橋である。供用から 44 年後の調査では交通量が 938 台、大型車混入率 24.6%(昼間 12 時間)の交通条件である。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・橋梁台帳によると、舗装の補修、橋面防水の実施、排水装置の補修、上部構造の断面修復や表面被覆などが行われたとされている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側沿岸部、山沿い　　交差物件：河川汽水域 降 水 量：1730mm/年　　積 雪 量：56cm/年 周辺状況：山に囲まれ河川に沿って谷、東に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	 全景写真(手前 A1)  全景写真(手前 A2)  全景写真(L 側)  全景写真(R 側) 側面図  平面図  		

	断面図 
本研究における現地調査の結果	■桁下写真 ・主桁の下面全体に表面被覆が施工されていたが、桁端部付近ではシートを貫通して漏水や遊離石灰が、外桁周辺では錆汁が析出していた。 ・排水パイプが破損し、周辺が濡れている箇所があった。  全景写真(A1 側)  全景写真(A2 側)  A1-A2 径間　遊離石灰  A1-A2 径間　遊離石灰  A1-A2 径間　表面被覆  A1-A2 径間　錆汁の析出  A1-A2 径間　排水パイプの破損  A1-A2 径間　排水パイプの破損



直近の点検における損傷図の抜粋

■PC 定着体異常

・支間中央付近の橋軸直角方向の横締め PC 鋼材の L 側定着部にて、異常を確認した。

・L 側定着部のコンクリートが大きく剥離しており、その対となる R 側の定着部に主桁断面の増し厚が施工されていたことから、過去に横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた可能性が考えられた。



A1-A2 径間　桁下

	 **定着部異常箇所（L 側）** コンクリートが大きく剥離していたが、管路に邪魔をされ補修されていないもの思われる。  **定着部増厚箇所（R 側）** L 側定着部異常箇所から橋軸直角方向の箇所に主桁断面の増し厚が施工されていた。定着部の保護又は突出防止工だと思われる。
他の橋の維持管理のための学び等	・シート等で直接損傷が見えなくても、遊離石灰が析出している状況では、床版橋の構造を考えると間詰め部等を介した橋面からの水の浸入の可能性を考えるのがよい。 ・点検時の橋の評価においては、排水の異常や間詰部から漏水があるときには、外面に錆汁が明確でなくても、横締め PC 鋼材が腐食し突出に至る可能性もあることに注意する必要がある。過去に突出が生じたことが疑われる痕跡が見られる場合には、特に注意が必要である。 ・添架管等がある場合には、点検を考慮して横締め PC 鋼材の位置を記しておくのが良いと考えられる。

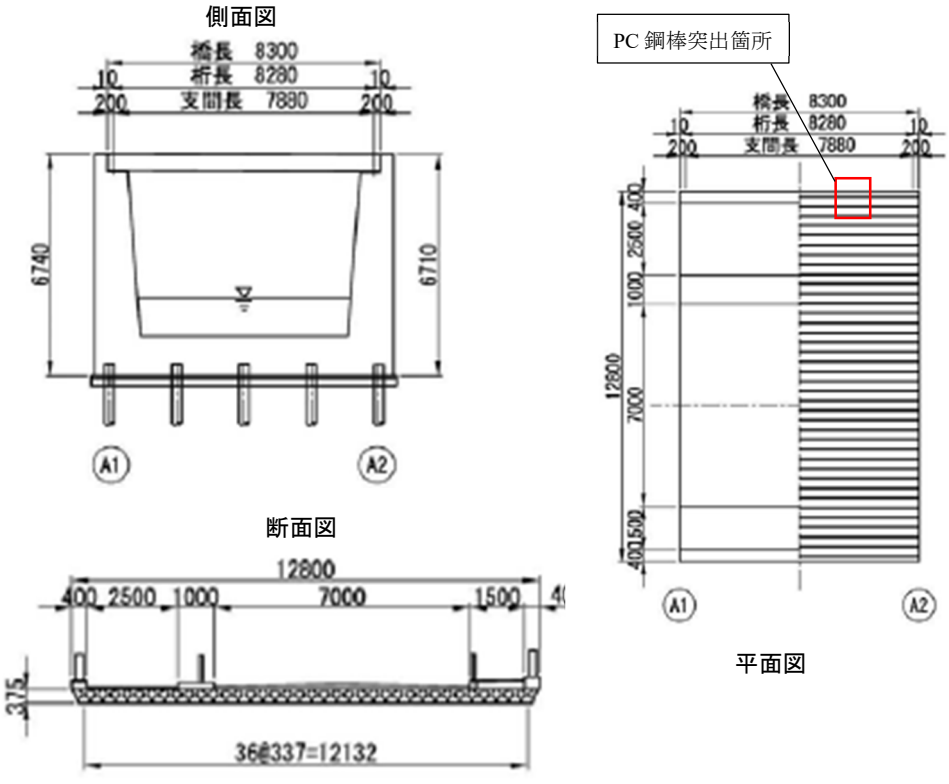
No.	22	橋 梁 名	Ⅴ 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 8.3m、供用後 47 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 47 年経過した単純プレテン床版橋である。供用から 36 年後の調査では交通量が 2,114 台大型車混入率 24.6%（昼間 12 時間）の交通条件である。また、塩害対策区分 BS に該当する。 ＜過去の点検・補修＞ ・主桁、横桁にひびわれが、排水管に腐食が確認されている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 44 年後に横締め PC 鋼材が破断・突出し、通行止めを伴う事象が発生したと報告されている。その後応急的に破断・突出が生じないような対策が行われたとされている。 ・その 2 年後に恒久対策としてグラウト再注入、横締め補修、横締め突出防止工（アラミド繊維シート）、PC 鋼棒再設置が行われたとされている。同時に、舗装打ち替えと橋面防水も実施したとされている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側沿岸部、山沿い　　交差物件：海 降 水 量：1730mm/年　　積 雪 量：56cm/年 周辺状況：住宅、北西に山、南東に海（100m 以内）		
一般図 全景写真			



写真-1　全景

本研究における現地調査の結果

■突出防止対策（恒久）後の状況

・今回の調査時点では対策が行われていた。対策後の当該部には、劣化や損傷は見られず、周辺に水の影響等も見られなかった。



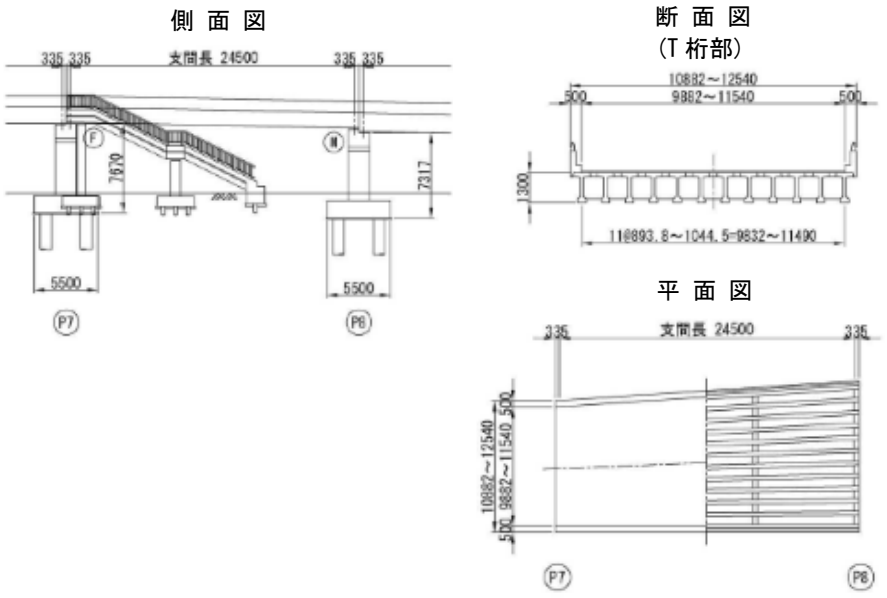
写真-2　主桁側面（恒久対策後）状況

<table>
<tr><td></td><td>■PC 鋼材突出時及び応急的な対策後の状況（4.1.1 より）

 
写真-3　突出後の状況

 
写真-4　対策状況

横締め PC 鋼材が破断・突出後、応急的な対策としてH鋼を用いた突出対策が行われ、その後、恒久対策として帯鋼板と繊維シート貼付けによる突出対策が行われたとされている。</td></tr>
<tr><td>他の橋の維持管理のための学び等</td><td>・PC 鋼材の突出が生じた場合で、第三者被害が想定される場合には、入手しやすい形鋼を用いて応急的に突出対策を行うことは同様の橋でも有効であると考えられる。
・本調査時点でも対策後の状態は良好であったことから、恒久対策時に同時に施工した橋面防水は、間詰めを介した橋面からの水の供給を防ぐのに有効であると考えられ、維持管理において重要であると考えられる。</td></tr>
</table>

No.	23	橋梁名	W 橋
橋梁形式	単純 PC プレテンT桁橋 6 連、単純 PC ポステンT桁橋 4 連、単純 PC プレテンT桁橋、単純 PC ポステンT桁橋、単純 PC プレテンT桁橋、 橋長 238.00m、 供用後 47 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	＜過去の点検・補修＞ ・供用から 37 年後に下り線の P7-P8 径間の端横桁（P8 側）にて横締め PC 鋼材の破断が確認されている。 ・その後、既設の PC 鋼棒を引き抜き、新たに PC 鋼より線を再配置したとされている。この際、同径間の中間横桁 PC 定着部の打ち換えや壁高欄外側のはく落防止対策が行われたとされている。 ・その 2 年後に、P1～P6、P8、A2 の横桁 PC 定着部に補強板設置及び繊維シートによる突出防止工が行われたとされている。 ・さらにその 3 年後に、P2 橋脚上の PC 定着部の PC 鋼より線の撤去、再設置が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・直近の点検では実施箇所の主桁で損傷が進展していることが確認されている。		
橋梁位置	場　　所：日本海側内陸部、平野部　　交差物件：鉄道、道路 降 水 量：2370mm/年　　積 雪 量：131cm/年 周辺状況：住宅		
一般図 全景写真			

全体側面図

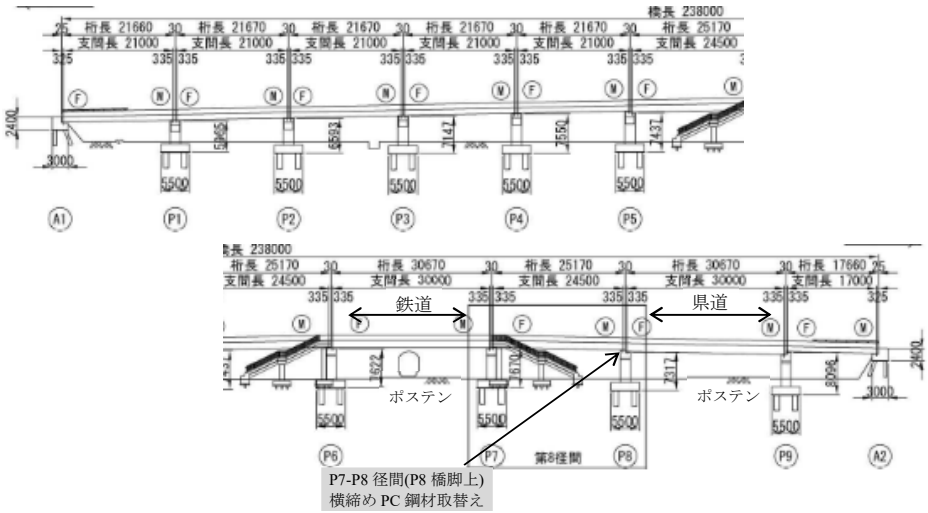
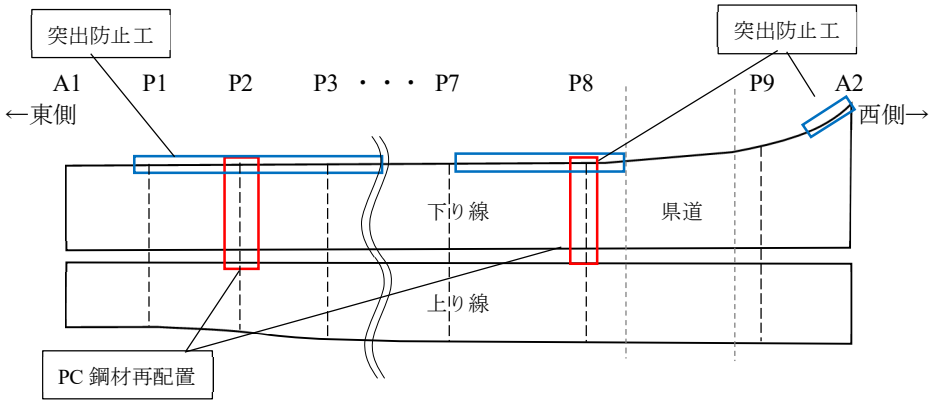




写真-1 全景写真

本研究における現地調査の結果



(1)破断した PC 鋼材の取替え（P8 橋脚上の端横桁）



写真-2 横締め PC 鋼材の取替え（P7-P8 径間、P8 橋脚上）

(2) 近傍の中間横桁端部の補修



写真-3 中間横桁端部の補修（P7-P8 径間）

調査時点で見られた変状は以下のとおりである。

■変状①

主桁に型枠目地に沿ったような汚れ（白色）や塗料の染みのような汚れ（黒色）

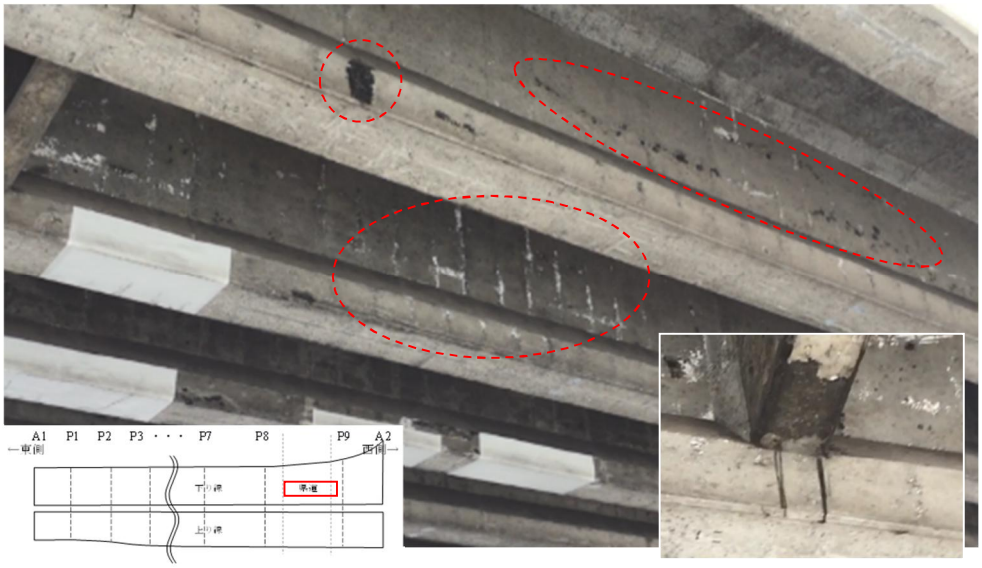


写真-4 主桁の汚れ（P8-P9 径間）

■変状②

床版の間詰め部の遊離石灰（漏水や錆汁はなし）



写真-5 床版間詰部（P8-P9 径間）

■変状③

P7-P8 径間の G1 桁の下フランジに橋軸方向のひびわれが発生している。【写真-6】

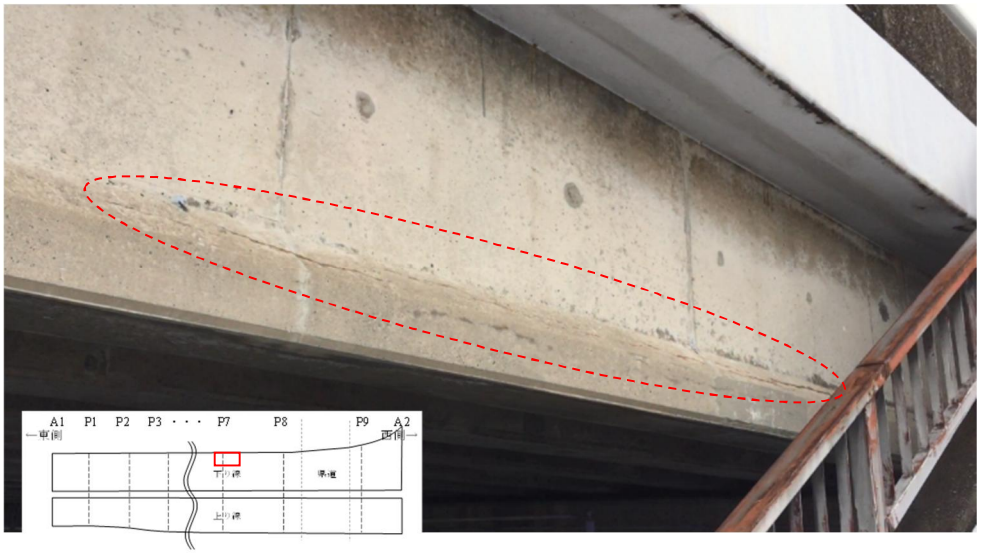


写真-6 G1 桁下フランジのひびわれ（P7-P8 径間）

■変状④

P7-P8 径間の G1 桁の下フランジ下面に幅 1cm 程度の剥離が発生している。また、固定ボルトから錆汁が出ている。【写真-7】



写真-7 G1 桁下フランジの剥離（P7-P8 径間）

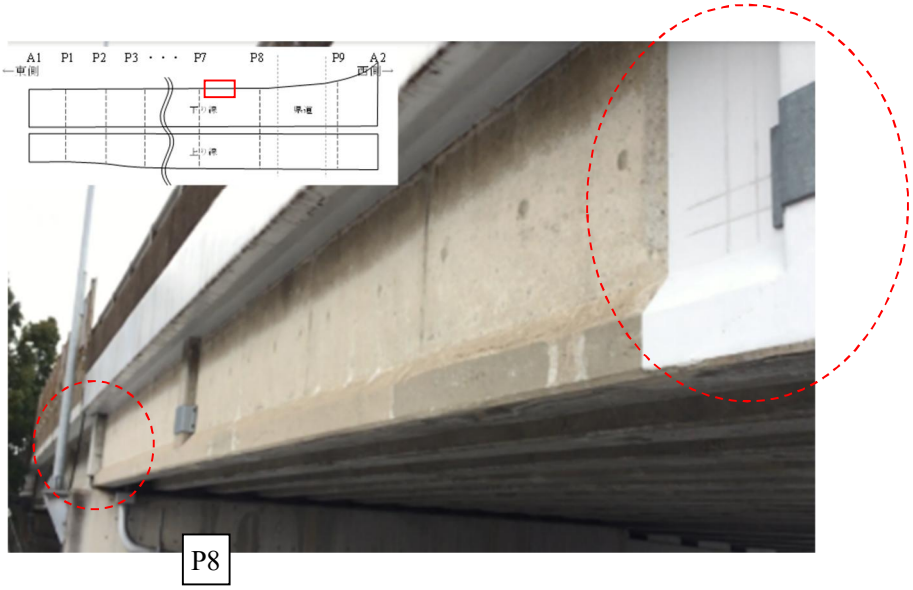
<table>
<tr>
<td></td>
<td>


写真-8 横締め端部の補修（P7-P8 径間）

変状（下フランジの剥離）は中間横桁の位置のみに生じていたこともあり、可能性のある原因として、横締め PC 鋼材の破断や突出も考えられる。一方で、変状④の要因が横締め PC 鋼材の破断による場合は、写真-8 のように下フランジの下部が剥離するのではなく後施工部との間に隙間ができる方が自然であるとも考えられるが、内部からコンクリートの剥離が生じているのかどうかは今回の調査ではわからなかった。
</td>
</tr>
<tr>
<td>他の橋の維持管理のための学び等</td>
<td>・下フランジの剥離については、シート施工範囲を桁側面で止めたことで、主桁の変形にともなうシートの伸縮が下フランジのコンクリートを引っ張る可能性もあることから、維持管理において補修を行う場合には、桁下面や反対の側面まで巻き込む場合との比較検討が有効であると考えられる。
・鋼板接着の固定ボルトの腐食が進んでいることから、維持管理において腐食環境下での補修を行う場合には、鋼板だけでなく接合部の防食機能も検討する必要があると考えられる。</td>
</tr>
</table>

5章.　損傷事例の分析

5.1 調査結果の整理

(1) 既往の突出事例における変状

4.1 に示したⅠ～Ⅴの事例で､突出時に見られた突出以外の変状を**表-** 5.1.1 に整理した。例えば、Ⅰ～Ⅴの全ての事例で間詰め部に漏水跡が、ⅡやⅤの事例では定着部付近にうきが、Ⅰ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴの事例では排水装置に異常が見られている。全ての事例で確認された間詰め部の漏水跡については、Ⅱの事例のように遊離石灰がつらら状になるほど顕著なものもあれば、Ⅲの事例のように表面が白くなる程度のものもあった。

また、PC 鋼材の突出が確認された時点よりも前に行われた対策について**表-** 5.1.2 に整理した。全ての橋で断面修復やひびわれ修復といったコンクリートの補修が、PC 鋼材が破断する前に行われていた。また、ⅡとⅣの橋ではコンクリートの補修と同時に止水工も行われていた。

表- 5.1.1　**横締め** PC **鋼材の破断・突出が確認される前に見られていた変状**

部位	損傷・変状	状態の詳細	対象事例
間詰め部（下 面）	漏水跡	間詰めの境界部から、濡れ跡や遊離石灰の析出がある	Ⅰ，Ⅱ、Ⅲ，Ⅳ，Ⅴ
	ひびわれ・うき	間詰めコンクリートにひびわれやうきが見られる	Ⅰ
定 着 部（側 面）	ひびわれ・うき	定着部付近にひびわれやうき、剥離が見られる	Ⅱ，Ⅴ
桁端部	漏水跡	橋台、主桁端部、横桁部に濡れ跡や遊離石灰の析出がある	Ⅰ，Ⅲ
排 水 装 置	つまり、不良、漏水	橋面からの排水装置が無い、あるいは目詰まりにより排水不良が起きている、又は漏水している	Ⅰ，Ⅲ，Ⅳ，Ⅴ
舗 装（橋 面）	ひびわれ・へこみ、滞水	橋面の舗装にひびわれやへこみ、滞水が見られる	Ⅱ

表- 5.1.2　PC **鋼材突出までに実施済みの補修等**

対象事例	桁構造	断面修復・ひびわれ修復	表面被覆	止水工・橋面防水
事例Ⅰ	プレテンⅠ桁	○	－	－
事例Ⅱ	プレテンホロー桁	○	－	○
事例Ⅲ	プレテンホロー桁	○	－	－
事例Ⅳ	プレテンホロー桁	○	○	○
事例Ⅴ	ポステンＴ桁	○	－	－

(2) 現地調査結果 A～W 橋における変状

4. 2 にて現地調査を行った、過去に横締め PC 鋼材の突出が確認された橋と、その周辺の類似の橋について、今回の調査時点での橋や対象部の状態を**表-** 5.1.3 **に**整理した。

＜表の見方＞

・鋼材突出リスクは、**3 章**及び**図-** 3.3.1 を参考に、供用年については 1980 年以前を”高”、1980 年～2000 年を”中”、2000 年以降を”低”とし、幅員（鋼材長）については幅員 8.0m 以上を”高”、それ以下を”低”として分類したものである。

・書類調査は、突出履歴の有無、及び現地確認では判断が難しい補修（グラウト再注入、橋面防水）が調査時点より前に行われているかどうかを調査したものである。

・"●"は PC 鋼材の破断・突出より前に実施したものである。

・"○"はその後に対策として実施したものである。

・"？"は書類上に補修の記録が残っておらず、実施の有無が不明なものである。

・"ー"は書類上に補修の記録が残っておらず、建設時にも実施していないことが管理者へのヒアリング等で分かっているものである。

・現地調査・直近の定期点検では、今回の現地調査で見つかった橋の変状に○をしたものである。今回の調査で不明瞭だった部分は、直近の定期点検の結果を用いて補完している。排水変状の△は、排水設備が無いものを表す。

・漏水変状：桁端部や間詰め部下面に濡れ色や遊離石灰が見られる。

・排水変状：排水装置本体の損傷、又はその周辺に錆汁等の変状が見られる。

・表面被覆：桁下面や側面の表面被覆工が施工されている。

・断面補修：桁下面や側面に断面修復やひびわれ注入などの補修が施工されている。

表- 5.1.3　鋼材突出リスクに対する調査結果対比表

橋		鋼材突出リスク		調査結果							
				書類調査			現地調査・直近の定期点検				
橋名	桁形状	供用年	幅員	突出履歴	ｸﾞﾗｳﾄ再注入 他	橋面防水	漏水変状	排水変状	表面被覆	断面補修(桁)	調査時の変状
A橋	ﾎﾛｰ桁	高	高	－	－	●	－	－	○	○	変状なし
B橋	ﾎﾛｰ桁	高	高	－	－	－	不明	不明	－	－	変状なし(遠望)
C橋	I桁	高	低	－	－	－	○	○	－	○	水切り・間詰に遊離石灰
D橋	I桁	高	高	－	－	－	○	－	－	○	水切り・間詰に遊離石灰
E橋	T桁	高	高	－	●	●	－	○	○	○	変状なし
F橋	T桁	高	高	○	○	○	○	○	○	○	水抜きパイプから漏水(被覆あり)
G橋	T桁	高	高	－	－	●	不明	－	－	○	ひび割れ、剥離あり(電防中)
H橋	ﾎﾛｰ桁	低	低	－	－	?	－	－	－	－	変状なし
I橋	T桁	高	高	△	－	?	○	不明	－	○	破断疑いの鋼材に沿って遊離石灰
J橋	I桁	高	高	－	－	?	○	△	－	－	水切り・間詰に遊離石灰
K橋	I桁	高	低	－	－	?	○	△	－	－	健全だが縦目地部に水かかり
L橋	T桁	高	高	－	－	?	○	○	－	－	ひび割れ、舗装の割れ
M橋	T桁	高	低	－	●	?	○	○	－	○	主桁鋼材沿い・間詰部に遊離石灰
N橋	T桁	高	高	○	－	●	○	○	－	○	補修中。突出補修部に遊離石灰
O橋	ﾎﾛｰ桁	高	高	○	○	－	○	△	－	○	漏水痕。新たなPC突出あり
P橋	I桁	高	高	－	－	－	○	○	○	○	水切り部に漏水痕(被覆あり)
Q橋	T桁	高	高	－	－	－	不明	－	－	○	変状なし(遠望)
R橋	ﾎﾛｰ桁	高	高	－	－	●	○	○	○	－	主桁鋼材沿い・水切り部ひび割れ
S橋	T桁	中	高	－	－	●	○	○	－	－	定着部浮き、主桁下面に漏水痕
T橋	T桁	高	低	－	－	－	－	○	○	○	錆、剥離、ひび割れ、排水異常
U橋	I桁	高	低	△	－	－	○	○	○	○	遊離石灰・錆汁(被覆)排水管破損
V橋	I桁	高	高	○	○	○	○	○	－	－	変状の進展なし
W橋	T桁	高	高	○	○	●	○	○	○	○	桁下間詰部に遊離石灰
		1980年以前	8.0m以上	○ あり	● 事前	● 事前	○ あり	○ あり	○ あり	○ あり	
		2000年以前	8.0m未満	△ 疑い	○ 事後	○ 事後	— なし	△ 設備なし	— なし	— なし	
		2000年以降		— なし	? 不明	? 不明		— なし			

注）本表は、現地調査で調査した内容に調査時前後の定期点検の結果を加えて作成している。

5.2 調査結果の分析

(1) 技術基準の変遷に基づく分析

1980 年以前に建設された床版橋は PC 鋼材やグラウトの品質が不十分であり、1980 年以降に建設された橋に比べて相対的に PC 鋼材破断のリスクが高いと考えられる。また、この年代で PC 鋼材長が 8m を超える場合はカップラーによる継手が行われている可能性が高く、グラウト充填不良の要因となる。

今回、PC 鋼材突出事例調査で取り上げた事例Ⅰ～Ⅴと、現地調査した A 橋～W 橋の年次と幅員を**図**- 5.2.1 に整理した。

事例Ⅰ～Ⅴの橋（図中記号○）は、いずれも 1980 年以前に建設されており、幅員も 8m を超えることから、技術基準の変遷上は相対的に高リスクの橋といえる。実際に、全ての対象橋においてグラウト充填不良が見つかっており、PC 鋼材破断のリスクにはグラウト充填不良が大きく関わっていると考えられる。

現地調査した A～W 橋のうち、F,N,O,V,W 橋（図中記号◇）は、過去に PC 鋼材の破断や突出が確認されている。これらの橋はいずれも 1980 年以前に建設され、幅員が 8m を超えている。また、I,U 橋（図中記号□）は、今回の現地調査で横締め定着背面等に変状が確認されており、横締め PC 鋼材の破断や突出が生じている可能性もあると考えたものであるが、これらも 1980 年以前に建設されている。幅員は、I 橋は 8m 以上、U 橋は 8m 未満であった。それ以外の橋（図中記号×）は、幅員も建設年次もまちまちであった。

このように、建設年次や幅員の情報は、PC 鋼材の破断リスクに大きく関係している結果となっており、日常の点検において建設年代や幅員を確認しておくことも点検の目安になると考えられる。

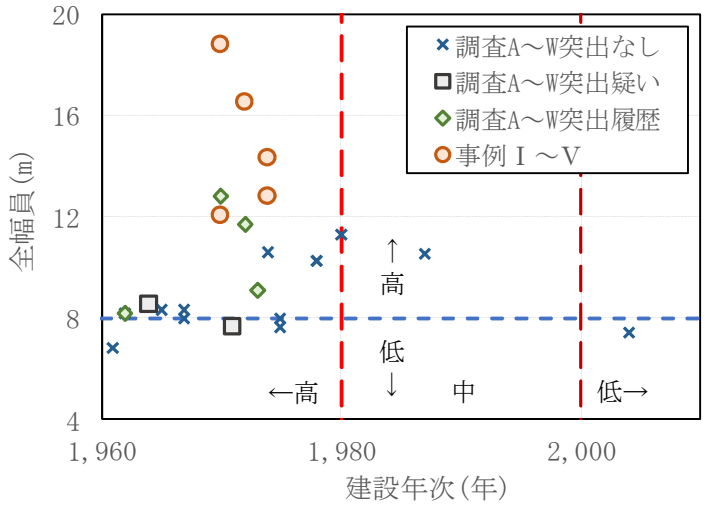


図- 5.2.1　損傷事例の建設年次と幅員

(2) 既設橋の変状に基づく分析

既往の突出事例Ⅰ～Ⅴにおいては、多くの橋で間詰め部の漏水跡や、排水管の劣化変状が見られている。特に関連性が高いものとしては、排水装置まわりの詰まりや漏水、桁下面間詰め部の漏水やひびわれ、定着部のうきやひびわれが考えられる。

現地調査を行った A～W 橋においても、過去に横締め PC 鋼材の破断が確認されている多くの橋では、間詰め部境界面からの漏水や排水周りでの漏水等が確認されている。

間詰め部界面の変状は、橋面からの水分が間詰め部界面を伝って桁下面に達していると考えられる。このとき、水分は横締め PC 鋼材のシースを通るため、この水分がシース及び PC 鋼材の腐食を促進している可能性が考えられる。

排水管周辺の変状は、橋面からの水を集水する排水桝が詰まると、水が橋面に長時間滞留し、間詰め部と主桁部の界面や地覆と床版の界面から PC 鋼材に到達することが考えられる。また、排水管の破損により、床版橋側面の PC 鋼材定着部に直接水が供給されることが考えられる。これらの水分が PC 鋼材及び定着具の腐食を促している可能性が考えられる。

一方、はく落防止対策、断面修復、表面保護などを行っても、変状の進展を完全に止められていなかった事例（F 橋，I 橋，M 橋，R 橋など）もあった。中には橋面防水が施工済みの橋もあったが、それでもひびわれの進展を止められずシート補修を破って劣化変状が生じる例もあったことから、対策工法検討時には原因の究明が重要であると考えられる。

5.3 損傷事例の調査を踏まえたPC鋼材破断に対する維持管理について

損傷事例として、既設PC床版橋において横締めPC鋼材が突出した事例5件の書面調査から得られた知見や損傷の特徴に加え、突出事例橋を含む23件の現地調査から得られた情報を追加し、床版橋の維持管理において考慮すべきと考えられることを整理した。

5.3.1 日常点検における注意点

(1) 技術の変遷の観点

技術の変遷からは、建設年次と幅員がPC鋼材の破断リスクに対して影響するとされており、5.2に示したとおり、調査結果からもその傾向が見られた。したがって、日常点検においてはこの情報を確認しておくのがよい。

(2) 現地調査で得られた知見

現地調査から得られた、日常点検において注意すべき事項などを以下に示す。

① 横締めPC鋼材の位置の特定

プレテンションPC床版橋の横締めPC鋼材はコンクリート内部に配置されるため位置が分かりづらく、桁側面に添架物がある場合や、シートによる補修が行われている場合はさらに特定が困難となる（A, H, J, P, U）。

したがって、補修工事時や点検時にPC鋼材の位置をマーキングしておくと、以降の点検がしやすくなると考えられる。

② アクセス性

床版橋は小規模橋梁が多く、経済合理性や検査路の管理性などを考慮して、検査路を設置していない場合もある（B, C, D, L, Q）。

したがって、点検を行う際には事前に現地の点検経路を計画し、必要な資機材を準備するのがよい。例えば、遠望を目視するための双眼鏡、茂みに入るための草刈り鎌、橋台上にアクセスする昇降設備、高所や死角を撮影するための伸縮棒などが考えられる。

③ 橋面からの水の供給

多くの橋で、桁端部や間詰部下面に水みちや遊離石灰が見られた（C, D, I, J, K, N, S, T, U, P）。水の供給を受けた箇所は、それ以外の箇所と比べて変状が著しい傾向があった。

したがって、桁端部では、伸縮装置を介した橋面からの水の供給を、桁下部では、間詰め部を介した橋面からの水の供給が考えられる。

④ 排水装置の機能

排水管の損傷や機能の低下にともない周辺に漏水痕が見られた事例（L, T）、伸縮装置の止水機能の低下により桁端部に漏水痕やうきが見られた事例（N, S）、橋面の排水勾配が低い側に変状が集中した事例（L）があった。

したがって、点検においては、これらの変状を確認し、必要に応じて排水のつまりなども確認するのがよいと考えられる。

⑤ 舗装の状態

舗装面にポットホールやひびわれなどの変状が見られた事例（F, K, L）や、舗装目地がある事例（J）があった。これらの直下の桁下側では、遊離石灰などの水の影響が見られた。

したがって、舗装面に変状がある場合は、舗装面から橋面への水の供給が考えられる。特に、勾配が低い側に水は集まるため、勾配や排水装置など、水の流れを意識して確認するのがよいと考えられる。

⑥ 内部鋼材の状態

コンクリート表面に錆色が付着している事例（A, E）や、遊離石灰などの析出物が赤褐色に変色している事例（I, J）があった。このうち、A 及び E は水の供給が見られないことから型枠固定用のセパレーターの錆、I 及び J は遊離石灰の一部が変色していることから内部鋼材の錆が析出したものと考えられた。

したがって、水の痕跡とともに錆汁が出ている場合は、水の浸入と関係があると考えられ、点検においては水の供給経路を特定するのがよいと考えられる。

⑦ 既往の補修履歴の記録

調査した橋では、繊維シートによる補修（A, F, P, R, T, U, W）や、電気化学的防食工法（G）が行われたものがあり、その中で、シートの一部が撤去されていた事例（T）、電気防食の通電が切られていた事例（G）などがあった。

したがって、補修補強の記録のほか、一部撤去や通電の停止など、変更を行ったことに対しても、その時期や理由を記録しておくと、維持管理において参考になると考えられる。

5.3.2 緊急時の対応における注意点

緊急時は、可能な範囲で状態の把握を行い、安全を確保しながら対策を講じる必要がある。PC 鋼材が突出した事例Ⅰ～Ⅴを踏まえて、安全に状態を把握し、安全に対策を行うにあたっての注意点を示す。

事例Ⅳでは、補修工事時に新たな突出が発生している。横締め PC 鋼材の破断が生じる環境では、同条件の未破断の鋼材にも破断リスクがあり、点検中・作業中に新たに破断する可能性もあるため、安全管理に留意する必要がある。例えば、事例Ⅰのように応急の対策を先行して安全性を確保することも考えられる。

図- 5.3.1 に示すように、横締め PC 鋼材の突出が生じると PC 鋼棒が作業者に突き当たり殺傷するだけでなく、突出にともない桁側面のコンクリートがはく離し落下することも考えられる。したがって、応急的な対策に向けて、以下のような項目について確認・検討を行うのがよい。

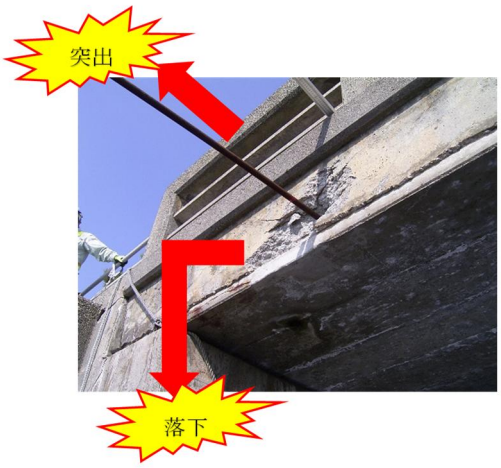


図- 5.3.1　PC 鋼棒突出時の影響

(1) 対象範囲への近接の方法

対象範囲へのアクセス方法として、直接近接可能なのか、高所作業車等により近接可能なのか、足場等が無いと近接が困難なのかについて検討する。近接する場合も、調査時の安全対策に留意する。

(2) PC 鋼材突出に伴う第三者被害の有無の確認

道路、鉄道、航路などが当該橋梁の側面に並走していたり、直下に交差していないかを確認する。

(3) 横締め PC 鋼材定着部周辺への立ち入り禁止措置

第三者被害や作業者の被害を防止するために、突出時に予想される被害範囲を立ち入り禁止にできるかを確認するとともに、その範囲を除いても調査・作業が可能かどうかを検討する。最悪の場合は PC 鋼棒が完全に抜け落ちることも考えられるため、側面は少なくとも橋の全幅員以上（PC 鋼材長以上）の範囲を立ち入り禁止にするなど、安全に配慮した措置をするのがよい。

(4) 応急的な対応

PC 鋼材が破断した状況下では新たな破断が生じることも考慮し、できるだけ衝撃を与えないように、道路を通行止めにすることも検討するのがよいと考えられる。この場合、詳細な調査よりも先行して事例 I のような突出防護対策などを行い、安全性を確保した後に、交通開放を行うことも検討するのがよいと考えられる。

作業時の安全確保は、定着部に近づく作業において正対しないような手順を検討し、立ち入り禁止範囲の明示などを行うとともに、定着部付近に防護板等を設置することなどで作業、調査の安全性を確保するべきと考えられる。

5.3.3 恒久対策・復旧について

(1) 調査計画

4.1 に示した事例調査では、以下のように対策後の定着部や間詰め部などに再度変状が生じていた例もあった。

・事例Ⅱでは、定着部の断面修復と橋面防水の施工後に、補修箇所のうきや PC 鋼材の再突出が見られている。再突出箇所はグラウト充填不良が見られており、PC 鋼材破断リスクの低減には不十分であった可能性がある。

・事例Ⅳでは、PC 鋼材突出後にグラウト充填程度の調査を行ったところ、桁端部を中心に充填不良箇所が複数見つかっている。これは、グラウト充填不良により PC 鋼材が突出した場合は、同じ橋梁内の他の箇所においても充填不良の可能性があり、PC 鋼材突出のリスクがある。この場合、第三者被害のリスクなども考慮して必要に応じて調査を行うのが望ましいと考えられる。

したがって、恒久的な復旧のためには詳細な調査が必要となる。このとき、調査時に PC 鋼材が突出するリスクが残っていると考えられる場合は、事例 I のように先行して突出防護を行うことも考えられる。

グラウト充填程度の確認、滞水量の調査に伴う削孔は、構造物を痛めるため最小限にとどめることが望ましい。また、対策実施時にはグラウト再注入などで実際にコンクリートの削孔が必要になったり、実施工で鋼板の接合によるアンカー施工が必要になることもあるため、調査工と対策工の削孔位置を共有するなど、実施工まで考慮した調査計画を立てるのがよいと考えられる。

また、対策を実施しても、原因の究明が十分でなく適切でない対策を実施した場合や、補修程度や範囲が不十分な場合は、再び損傷が生じる可能性があるため、対策の実施にあたっては十分に調査し検討する必要がある。

なお、グラウト充填程度の調査手法は、「PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015 年 4 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会 [7] の 4 章 4.4.9　PC 構造物特有の補修・補強工法」等に示されるように数多くのものがある。PC グラウトの充填状況、PC 鋼材の腐食や破断に関する調査は、調査対象に干渉する添架物や、調査方法の適用範囲などで、全区間での統一的な調査が困難な場合もある。グラウト充填並びに PC 鋼材破断の調査にあたっては、各調査方法の適用限界、調査結果の精度、調査対象に対する調査箇所の選定などが求められることもある。参考として、よく用いられる調査方法を**表**- 5.3.1 に整理した。

各種調査方法の詳細は、以下の文献を必要に応じて参照されたい。

・PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015 年 4 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会 [7]

・既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針，平成 28 年 9 月，（公

社）プレストレストコンクリート工学会[8)]

・既設 PC ポストテンション橋 保全技術指針，令和 4 年 1 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会[9)]

・プレストレストコンクリート構造物補修の手引き「PC グラウト再注入工法」，2020 年 4 月，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会[10)]

表- 5.3.1　調査項目と調査方法

調査項目	調査方法		評価内容
外観の変状	外観調査	水しみ，エフロレッセンス，ひび割れ等の発生状況からPCケーブルの配置との相関，水の侵入経路を調査する。	PC鋼材の劣化の程度・範囲の推定をする。
PCグラウトの状態	放射線透過法	コンクリート表面からX線等を使って放射線透過写真を撮影する。	調査位置におけるPCグラウトの充填状況を推定する。
	打音振動法	PC鋼材両端の定着部近傍のコンクリート表面にセンサを取り付け，入力センサ側をハンマー等で打撃し，弾性波伝搬速度や入力側と出力側のエネルギー減衰および周波数特性を測定する。	直線配置PC鋼材（横締め等）におけるPCケーブル1本毎のPCグラウト充填状況を推定する。
	インパクトエコー法	PC鋼材が配置されている部分のコンクリート表面に鋼球打撃により弾性波を入力し，その反射波を振動センサで受信し周波数スペクトル解析を行う。	
	削孔調査	コンクリート削孔を行い，PCグラウトの状態を目視，CCDカメラ等を用いて確認する。	
PC鋼材， プレストレスの状態	放射線透過法	コンクリート表面からX線等を使って放射線透過写真を撮影する。	調査位置におけるPC鋼材の破断を特定する。
	削孔調査	コンクリート削孔を行い，PC鋼材の状態を目視，CCDカメラ等を用いて確認する。	調査位置におけるPC鋼材の腐食や破断を特定する。
	残存プレストレス量調査（応力解放法）	応力が生じている構造物にスリットやコアなどで応力を解放し，解放されたひずみや変形を計測することで応力解放前の初期応力を算出する。	調査位置における残存プレストレス量を推定する。

(2) 対策工法

効果的な対策を実施するためには、対策範囲、対策方法、対策の施工管理上の課題等、さまざまな観点から検討する必要があり、詳細調査を適宜実施する必要があると考えられる。それぞれの調査の原理や特徴を考慮して、現地条件や目的に応じた適切な方法を選定する、又は組み合わせるのがよい。参考として、以下に一般的に用いられる対策工法の注意点を示す。

1) PC 鋼材の取替え

・対策の概要

突出した PC 鋼材を取り除き、新たな PC 鋼材を緊張する方法である。緊張力が喪失していることを確認した上で PC 鋼材を取り除き、PC 鋼材径より少し大きいコアを抜くオーバーコアによるものや、対象鋼材周辺の床版をはつり取り、シースを設置してコンクリートを打設し復旧する打ち替えによるものがある。

・対策における注意点

対象範囲を打ち替えて PC 鋼材を取り替える場合、対策範囲のコンクリートに既設 PC 鋼材からのプレストレスは導入されない。したがって、対策工法の設計においては、既設コンクリート部と打ち替え部でプレストレス分布が変化することに注意する必要がある。

・対策後の点検における注意点

コアや打ち替えによる継ぎ目部からの漏水や損傷が無いか確認する。

2) グラウト再注入

・対策の概要

突出した PC 鋼材部、又はグラウトの充填不良が見つかった PC 鋼材のシースに外から微小な孔をあけ、自然流下又は真空ポンプによってグラウトを再注入し、防食機能を回復させる方法である。

・対策における注意点

グラウト再注入工は、グラウト充填不良範囲を全区間正しく特定することができないため、流量管理によって充填量を確認しても、充填程度を完全には確認できない。また、建設年度によっては PC 鋼材径に対してシース径が小さく空隙率が小さいため、注入してもあまり入らないリスクもある。すなわち、補修後の評価は、防食機能が完全に回復するとは限らず、破断リスクがゼロにはならない。

・対策後の点検における注意点

完全に充填されたかを確認できないため、充填不良が残っている可能性もあることに注意する。経過とともに劣化が進行する可能性があるため、過去の点検で見られた変状や損傷の進展が無いかを定期的に確認する必要がある。

3) PC 鋼材の突出防護

・対策の概要

PC 鋼材突出部、及び突出が懸念される箇所に突出防護のために連続繊維シート、あるいは鋼板を接着する方法である。**図-** 5.3.2 に対策効果のイメージ図を示す。

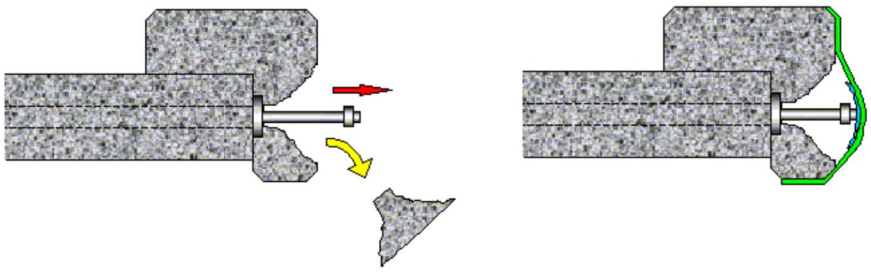


図- 5.3.2　**対策効果のイメージ図** [1)]

材料は連続繊維シートが標準であるが、桁端部は添架物等で狭隘であることが多いため、鋼板を用いることもある。鋼板及び連続繊維シートの施工例を**写真-5.3.1**、**写真-** 5.3.2 に示す。また、これらの工法を併用することもある。



写真- 5.3.1　**鋼板による突出防止対策**



写真- 5.3.2　**繊維シートによる突出防止対策**

・対策における注意点

樹脂の加水分解：連続繊維シートや鋼板の接着には、エポキシ等の樹脂系接着剤を用いるのが一般的であるが、水分によって接着剤が加水分解し、接着強度が低下する可能性があることに注意する必要がある。外部からの水の供給のみならず、コンクリートに内在する水分による接着剤の加水分解に対する耐久性についても知見が少ないことから、対策工法の選定においては、現地の環境や修繕後の供用予定期間を十分に考慮する必要がある。

コンクリート表面の状態：コンクリート表面の状態が耐久性に大きな影響を及ぼす。対策工法の選定においては、下地処理を十分に行える状態であることを確認する必要がある。また、表面を被覆してしまうため、施工後にコンクリート表面の状態を確認することができなくなる。したがって、対策工法の設計においては、対策範囲外からの水の供給による再劣化がないように十分な検討を行う必要がある。

対策範囲：PC 鋼材の破断やグラウト未充填範囲をカバーでき、突出のおそれがなくなる施工範囲、隅角部の剥がれが無いような定着長の確保を考慮し、対策範囲を検討する。

・対策後の点検における注意点

接着樹脂の加水分解による剥がれが生じる可能性があるため注意する。定着部付近の繊維シートの剥がれが無いか確認する。

4) 止水対策

・対策の概要

PC 鋼材破断の原因の多くは橋面や定着部からの水分供給によるものであることから、原因を絶つために止水工を併用することが多い。橋面からの供給に対しては橋面防水工が基本となるが、桁側面、縁石部、及び地覆部のひびわれからの供給が予想される場合はひびわれ注入工も行う。また、排水不良による滞水も原因になるため、排水装置の目詰まり解消や、橋面排水の追加なども行う場合がある。

・対策における注意点

PC 鋼材の腐食には水の供給が大きく関わっているのが一般的であり、PC 鋼材の取替えやグラウト再注入、突出防護などの突出対策工法を実施するにあたり、橋面防水や排水対策などの止水工も検討する必要がある。

突出対策と同時に行うのが望ましいが、条件によっては対策工法施工後に行うことも考えられる。なお、水は上から下に流れていくように、水の流れ（経路）を確認してから行う必要がある。上流の供給路を絶たずに、下流にひびわれ注入等の止水を行うと、かえって水を溜める原因となるため注意が必要である。

・対策後の点検における注意点

対策直後に水みちなどのコンクリート表面の状態を記録しておくと、対策後の変化の確認が容易になる。

(3) 新設橋における対策

既往の横締め PC 鋼材の破断事例は、1980 年代までに施工された橋梁で比較的多く発生している。取り上げた破断事例からすると、PC 鋼棒破断の主な要因の一つとしてグラウトの充填不良が挙げられる。グラウトの未充填部に雨水等による水分供給が繰り返し行われることで、破断に至ることが多い。

一方で、最新の技術や品質管理を行えば、PC 鋼材の破断リスクを相対的に小さくすることができる。さらに、現在の標準では、腐食因子の水分を遮断する目的で、橋面防水工の施工や定着部保護を十分に行うことで破断リスクが低減されており、新たに施工する床版橋については施工時点でできる PC 鋼材の破断・突出対策は講じられているものと考えられる。

【5 章の参考文献】

7) PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015 年 4 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会
8) 既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針，平成 28 年 9 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会
9) 既設 PC ポストテンション橋 保全技術指針，令和 4 年 1 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会
10) プレストレストコンクリート構造物補修の手引き「PC グラウト再注入工法」, 2020 年 4 月，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会

6章.　横締めPC鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ

6.1 概要

プレテンション PC 床版橋の横締め PC 鋼材の破断や突出により横締め PC 鋼材の機能喪失に対して、a)橋梁耐荷力の評価に対する試設計、b)試設計に基づく耐荷力評価方法の合理化に対する検討について、本項で記す。

6.2 横締めPC鋼材の有無が耐荷力に与える影響検討

プレテンション PC 床版橋において、横締め PC 鋼材の破断や突出による横締め PC 鋼材喪失に対して、耐荷性能への影響について、a)プレテンション PC 床版橋の設計方法、b)従前の突出事例における耐荷力評価事例、c)調査結果に基づく横締め PC 鋼材喪失に対する試設計を実施した。なお、試設計は部分的に横締め PC 鋼材が喪失し、橋体として荷重分配の機能低下が生じたことを仮定して活荷重に対する耐荷力を検討したケースと、横締め PC 鋼材による荷重分配が消失したと仮定して検討したケースの 2 ケースを実施した。

6.3 プレテンションPC床版橋の設計方法

プレテンション PC 単純床版橋の設計方法は、前述の **2.2.2 設計方法** で、記載しているとおりであるが、これらの断面力算出のための設計理論の前提条件は、プレキャスト PC 桁（主桁）を横締め PC 鋼材によって一体化し、版部材として挙動することである。一方で、横締め PC 鋼材が破断し、版部材として一体性が低下もしくは消失した場合の影響については明らかではない。

6.4 格子構造としての耐荷力評価(ケーススタディ)

6.4.1　検討概要並びに検討方法

本研究では、プレテン桁は比較的健全でありながら横締め PC 鋼材が突出したときを前提に検討を行う。

プレテンション PC 床版橋において複数配置されている横桁が、1 箇所もしくは複数箇所で機能が消失すると、荷重分配性状が変化して、複数配置されている主桁の荷重分担が変化する(荷重分配機構の低下)。本項では、1 箇所もしくは複数箇所の横桁で、機能消失が生じた場合を想定して、格子構造理論で、各主桁の荷重分担を評価して、耐荷性能を評価した。各横桁には、複数本の横締め PC 鋼材が配置されているものの、その他の横締め PC 鋼材の健全性を即座に、調査・評価することが困難であることから、本検討では、1 横桁部材中の横締め PC 鋼材が 1 本でも破断した場合、当該横桁が機能を消失したものとする安全側の評価に基づき検討するものとした。**図-** 6.4.1 に解析モデル、**図-** 6.4.2 に本検討ケースでの対象橋梁の構造一般図(標準設計より)を示す。

また、横締め PC 鋼材及び間詰めが喪失し、設計で想定している橋の耐荷機構ではない桁 1 本となった状態を想定したときの耐荷力を調べるために、中空床版橋用プレストレストコ

ンクリート橋げた(昭和50年建設省制定)の適用支間10～21mの主桁における曲げ破壊荷重、T荷重載荷時の曲げ破壊安全度及びせん断耐力について検証した。

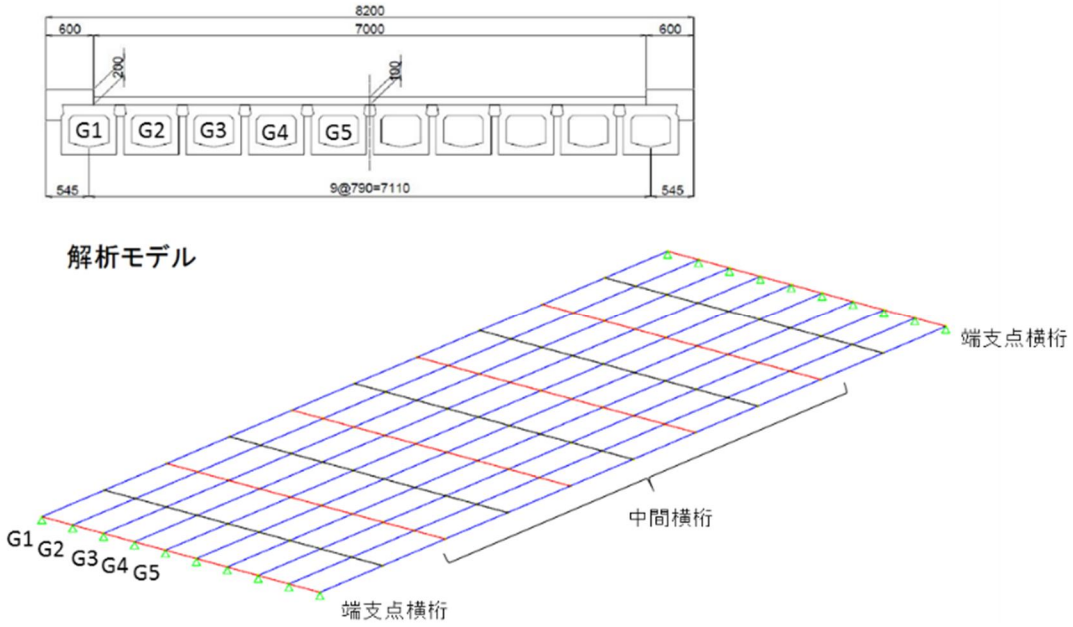


図- 6.4.1　解析モデル図

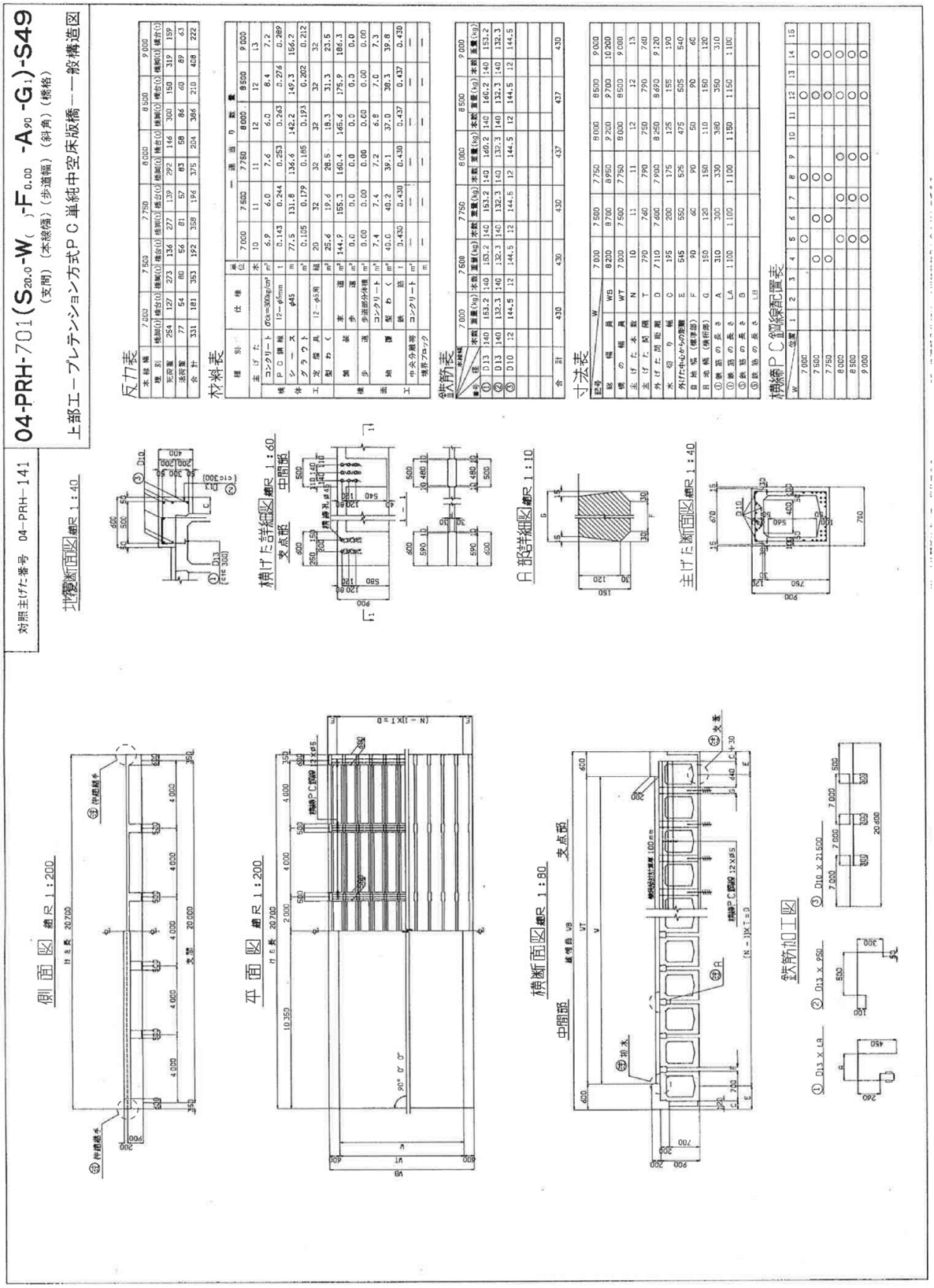


図- 6.4.2　構造一般図（標準設計）

6.4.2　検討ケース

横締め PC 鋼材破断の箇所数、横桁位置をパラメーターとした検討ケースとした。**表**- 6.4.1 に検討ケースを示す。また、検討条件として、適用示方書は H29 年道示とし、活荷重は L-20 荷重を用いた。床版橋のため曲げ及びせん断に着目し、主桁のねじり剛性は考慮しないモデルとした。

表- 6.4.1　検討ケース

検 討 ケ ー ス			端支点横桁	中間横桁				端支点横桁
①　CASE-O	復元設計	格子計算	○	○	○	○	○	○
－　CASE-O'		ギヨン・マソネー計算						
②　CASE-A	PC鋼材破断	中間横桁中央付近1ヵ所破断	○	○	×	○	○	○
③　CASE-B		中間横桁中央付近2ヵ所破断	○	○	×	×	○	○
④　CASE-C		中間横桁4ヵ所破断	○	×	×	×	×	○
⑤　CASE-D		中央端側1ヵ所＋端横桁1ヵ所破断	×	×	○	○	○	○
⑥　CASE-E		両端支点破断	×	○	○	○	○	×

×：ＰＣ鋼材破断を想定

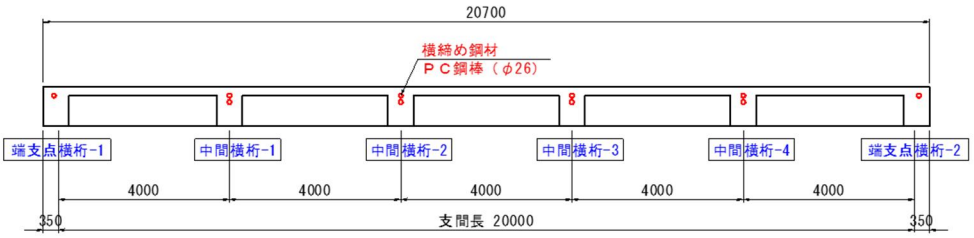


図- 6.4.3　試設計モデルでの構造側面図

表- 6.4.1 に示す「×(PC 鋼材破断)」を想定した横桁については、荷重分配性状を検討する格子解析において、横締め PC 鋼材の破断に伴い当該横桁の剛性を無視した。

図- 6.4.3 に、構造側面図を示す。試設計モデル橋梁では、両支点に配置される端支点横桁が 2 箇所、径間部に配置される中間横桁が 4 箇所配置されている。以下の全 6 ケースにて検討を行う。各検討ケースのモデルを、**図**- 6.4.4 に示す。

＜検討ケース＞

CASE-0　：比較用に、横締め PC 鋼材の破断が生じていない健全な橋梁を格子計算にて復元した。また、建設時の設計手法としては、ギヨン・マソネーを用いていたと推察されるため、参考までにギヨン・マソネーによる計算も行い、格子計算と比較を行った。

CASE-A　：支間中央側の中間横桁 1 箇所で機能消失を想定した

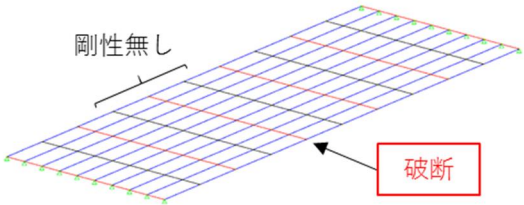
CASE-B　：支間中央側の中間横桁 2 箇所で機能消失を想定した

CASE-C　：支間中央側並びに支点側の中間横桁 4 箇所(全中間横桁)で機能消失を想定した

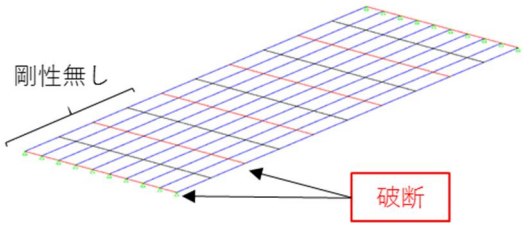
CASE-D　：支点側の中間横桁 1 箇所と端支点横桁 1 箇所で機能消失を想定した

CASE-E　：両端支点横桁(2 箇所)で機能消失を想定した

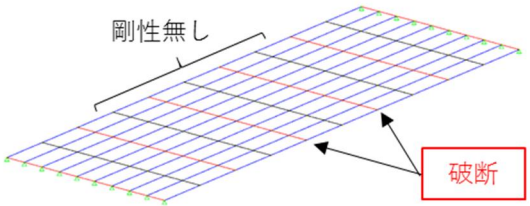
② CASE-A



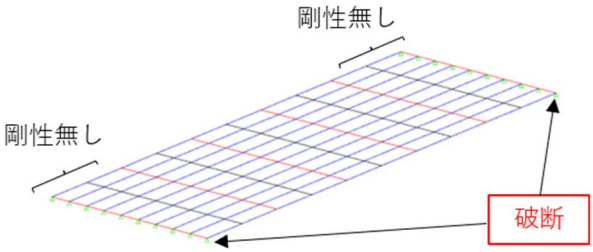
⑤ CASE-D



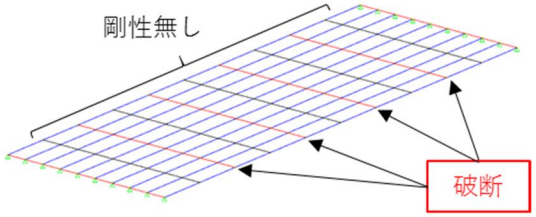
③ CASE-B



⑥ CASE-E



④ CASE-C



※横締め鋼材の破断は、横桁及び隣接の仮想横桁の剛性をなくすことで再現した。

図- 6.4.4　各検討ケースのモデル図

6.4.3　検討結果

1)　横桁剛性損失度合いによる断面力増減比較

各検討ケースの G1 桁～G5 桁の断面力(支間中央曲げモーメント)を**表-** 6.4.2 に示す。表中は、算出した最大曲げモーメント(橋面死荷重及び活荷重)に加え、健全な CASE-0 との比率も示す。

表- 6.4.2　**各ケースの曲げモーメントと CASE-0 との比率**

① CASE-０（復元：格子計算）　(kN・m)

		Ｇ１桁	Ｇ２桁	Ｇ３桁	Ｇ４桁	Ｇ５桁
橋面死荷重		127.6	121.9	123.0	123.1	123.0
活荷重(L)	最大	411.2	398.9	374.2	357.1	343.2
	最小	-66.9	-33.2	-7.4	0.0	0.0
橋面死荷重＋活荷重(L)		538.8	520.8	497.2	480.2	466.2

② CASE-Ａ（中間横桁中央付近1ヵ所破断）　(kN・m)

		Ｇ１桁	Ｇ２桁	Ｇ３桁	Ｇ４桁	Ｇ５桁
橋面死荷重		131.0	122.6	121.3	121.2	120.4
	②/①	1.027	1.006	0.986	0.985	0.979
活荷重(L)	最大	405.2	397.0	376.0	360.2	347.3
	最小	-64.9	-32.2	-7.3	0.1	0.0
	②/①	0.985	0.995	1.005	1.009	1.012
橋面死荷重＋活荷重(L)		536.2	519.6	497.3	481.4	467.7
比率	②/①	0.995	0.998	1.000	1.002	1.003

③ CASE-Ｂ（中間横桁中央付近2ヵ所破断）　(kN・m)

		Ｇ１桁	Ｇ２桁	Ｇ３桁	Ｇ４桁	Ｇ５桁
橋面死荷重		163.6	109.1	115.7	115.7	114.5
	③/①	1.282	0.895	0.941	0.940	0.931
活荷重(L)	最大	361.1	398.6	382.7	369.3	358.6
	最小	-52.2	-25.9	-6.0	0.0	0.0
	③/①	0.878	0.999	1.023	1.034	1.045
橋面死荷重＋活荷重(L)		524.7	507.7	498.4	485.0	473.1
比率	③/①	0.974	0.975	1.002	1.010	1.015

④ CASE-Ｃ（中間横桁4ヵ所破断）　(kN・m)

		Ｇ１桁	Ｇ２桁	Ｇ３桁	Ｇ４桁	Ｇ５桁
橋面死荷重		293.2	96.2	69.2	76.1	83.9
	④/①	2.298	0.789	0.563	0.618	0.682
活荷重(L)	最大	229.5	376.2	419.9	427.8	427.0
	最小	-22.9	-8.8	-8.8	-10.3	-11.4
	④/①	0.558	0.943	1.122	1.198	1.244
橋面死荷重＋活荷重(L)		522.7	472.4	489.1	503.9	510.9
比率	④/①	0.970	0.907	0.984	1.049	1.096

⑤ CASE-Ｄ（中央端側1ヵ所＋端横桁1ヵ所破断）　(kN・m)

		Ｇ１桁	Ｇ２桁	Ｇ３桁	Ｇ４桁	Ｇ５桁
橋面死荷重		121.5	125.7	125.2	123.8	123.7
	⑤/①	0.952	1.031	1.018	1.006	1.006
活荷重(L)	最大	414.4	399.2	373.5	356.4	343.6
	最小	-68.0	-33.8	-6.9	-0.7	-1.9
	⑤/①	1.008	1.001	0.998	0.998	1.001
橋面死荷重＋活荷重(L)		535.9	524.9	498.7	480.2	467.3
比率	⑤/①	0.995	1.008	1.003	1.000	1.002

⑥ CASE-Ｅ（両端支点横桁破断）　(kN・m)

		Ｇ１桁	Ｇ２桁	Ｇ３桁	Ｇ４桁	Ｇ５桁
橋面死荷重		127.6	121.8	123.0	123.1	123.0
	⑥/①	1.000	0.999	1.000	1.000	1.000
活荷重(L)	最大	411.2	398.9	374.2	357.1	343.2
	最小	-66.9	-33.2	-7.4	0.0	0.0
	⑥/①	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
橋面死荷重＋活荷重(L)		538.8	520.7	497.2	480.2	466.2
比率	⑥/①	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

G1 桁～G3 桁の橋面死荷重、活荷重これらを足し合わせた荷重(設計荷重時)による断面力について、比較を行う。

G1 桁～G3 桁の橋面死荷重による断面力を**図**- 6.4.5 に示す。

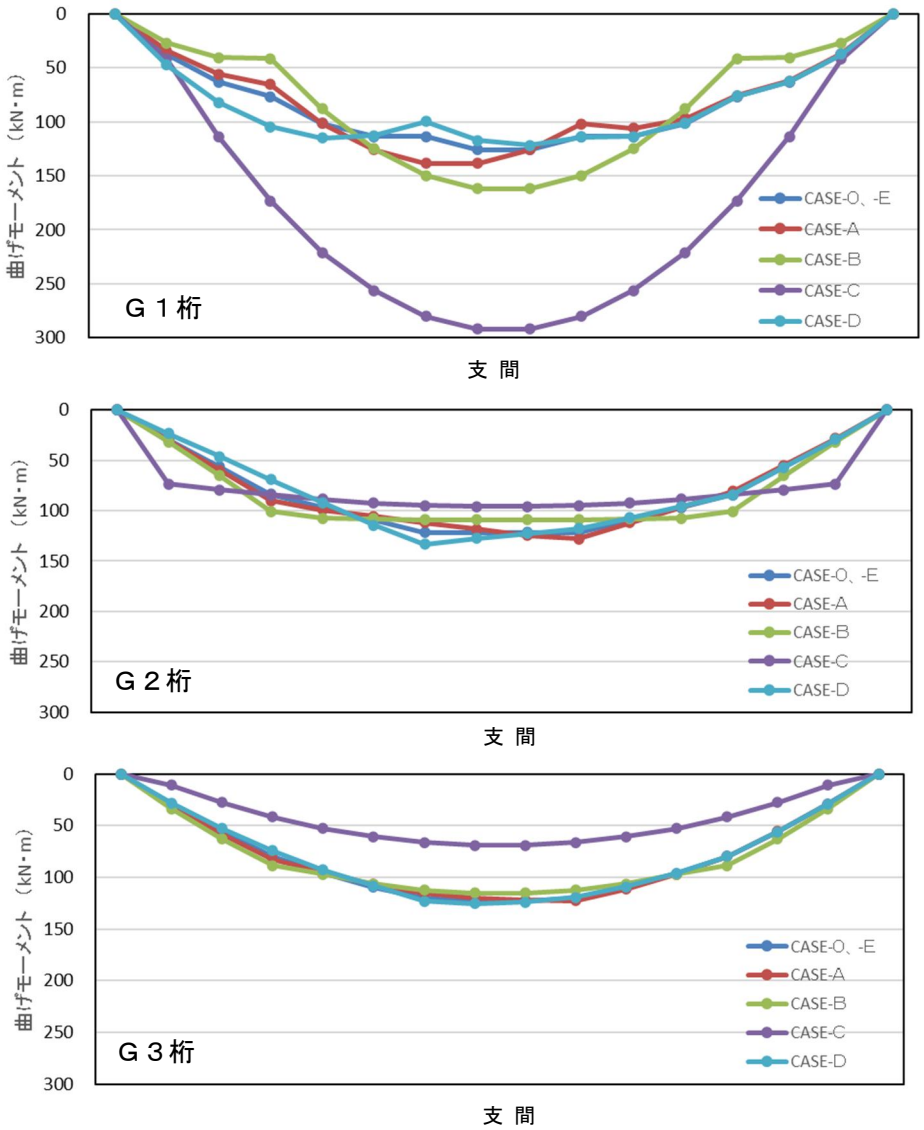


図- 6.4.5　橋面死荷重の断面力

以下に基本ケース(CASE-0)との比較を示す。

① 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配がなくなることで地覆・高欄の荷重は G1 桁で負担することになり、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。
(CASE-B で約 30%増、CASE-C で約 230%（130%増）の断面力が発生する)

② 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配がなくなり、中桁(G2、G3 桁)への負担は減少することになり、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。

(CASE-C で G3 桁では、約 45%減の断面力となる)

③　両端支点横桁の破断(CASE-E)は、主桁への影響は見られない。
(PC 鋼材の破断がない復元設計 CASE-0 と同値となる)

G1 桁～G3 桁の活荷重(L)最大時による断面力を**図**- 6.4.6 に示す。

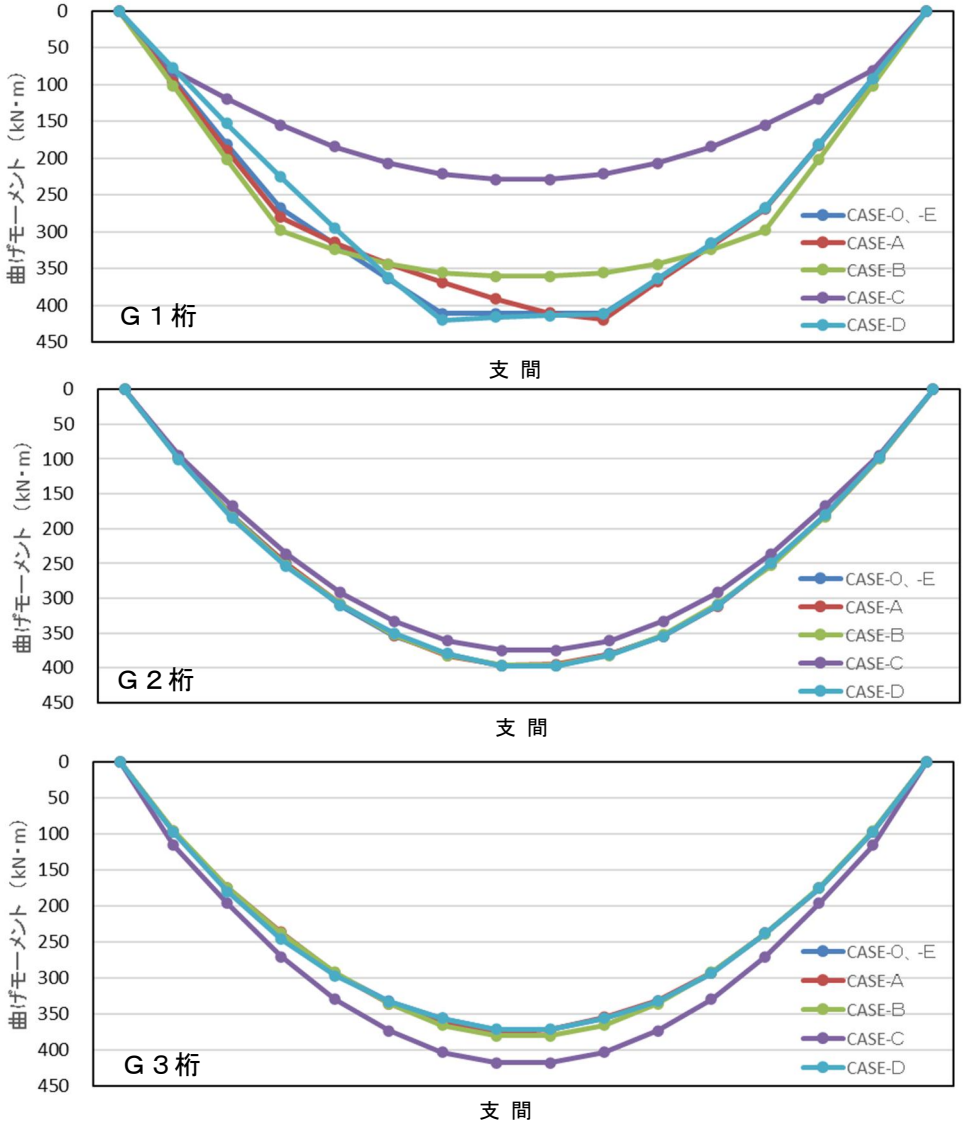


図- 6.4.6　活荷重（L）最大時の断面力

以下に基本ケース(CASE-0)との比較を示す。

①　外桁(G1 桁)は、活荷重載荷幅が狭いため荷重分配がなくなることで断面力は減少して、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。
(支間中央位置で CASE-B で約 12%減、CASE-C で約 45%減の断面力となる)

②　中桁(G2、G3 桁)は、分布荷重が全幅載荷されるため中間横桁の剛性を失うことによる

荷重分配の影響は小さい。

③　両端支点横桁の破断(CASE-E)は、主桁への影響は見られない。
(PC 鋼材の破断がない復元設計 CASE-0 と同値となる)

前述までは L 荷重による活荷重曲げモーメントの検討をしてきたが、L 荷重は、線荷重と等分布荷重により分けられ載荷されるため、これら荷重の違いによる影響を**図**- 6.4.7 に示す。なお、**図**- 6.4.7 の横軸は支間を示すものである。

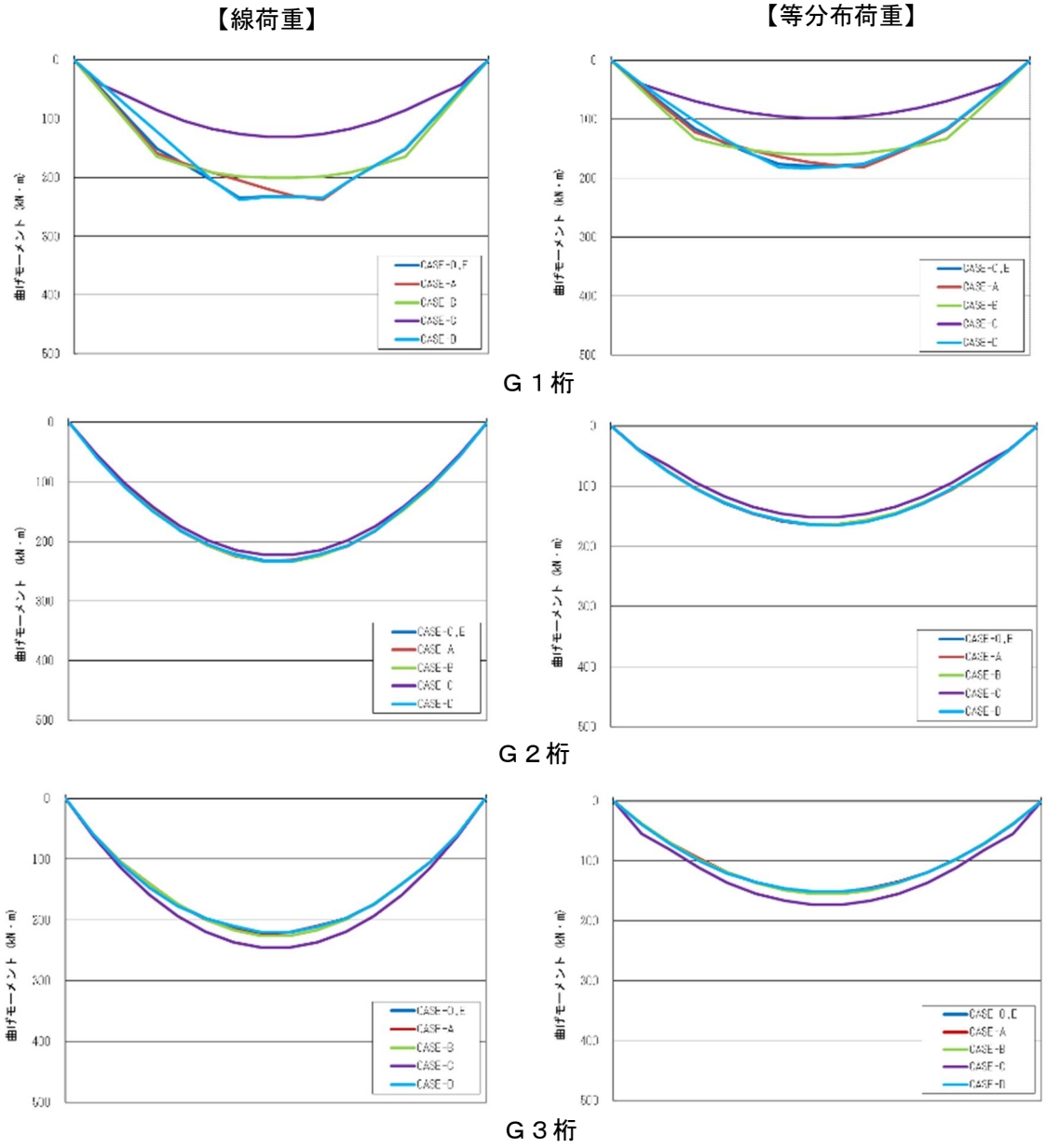


図- 6.4.7　L 荷重の線荷重と等分布荷重による断面力

G1 桁～G3 桁の設計荷重時(死荷重＋活荷重<L 荷重>)による断面力を**図**- 6.4.8 に示す。

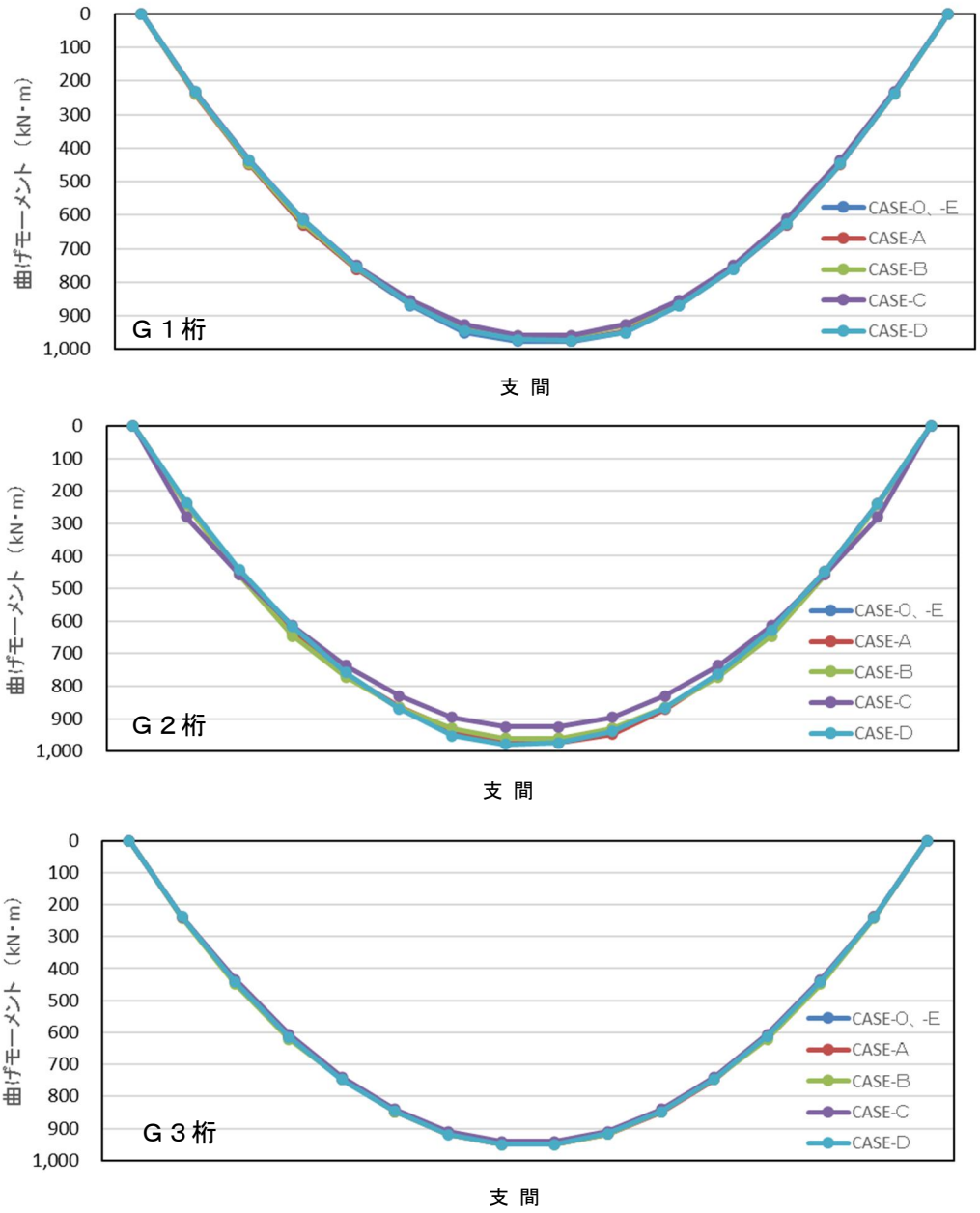


図- 6.4.8　死荷重+活荷重の断面力

以下に基本ケース(CASE-0)との比較を示す。

① 本モデルにおいて、外桁(G1 桁)、中桁(G2、G3 桁)ともに死荷重と活荷重の比率は変わっているが合計値はほぼ同じであった。この傾向は、本ケーススタディでは破断中間横桁箇所数や位置に影響されることなく同様であった。

② 両端支点横桁の破断(CASE-E)は、主桁への影響は見られない。
(PC 鋼材の破断がない復元設計 CASE-0 と同値となる)

横桁の損失により荷重分配機能は低下するため、主桁に生じる断面力が変化するが L 荷

重の場合、分布荷重であることから支間長や幅員によってはその断面力の増加量が小さい場合が考えられる。これに対し、集中荷重である T 荷重の場合は、分配機能低下による断面力増加が大きくなる可能性がある。そのため、活荷重を L 荷重と T 荷重とした場合での断面力比較を行った。

G1 桁～G3 桁の活荷重(L 荷重及び T 荷重)による断面力比較を図- 6.4.9 に示す。

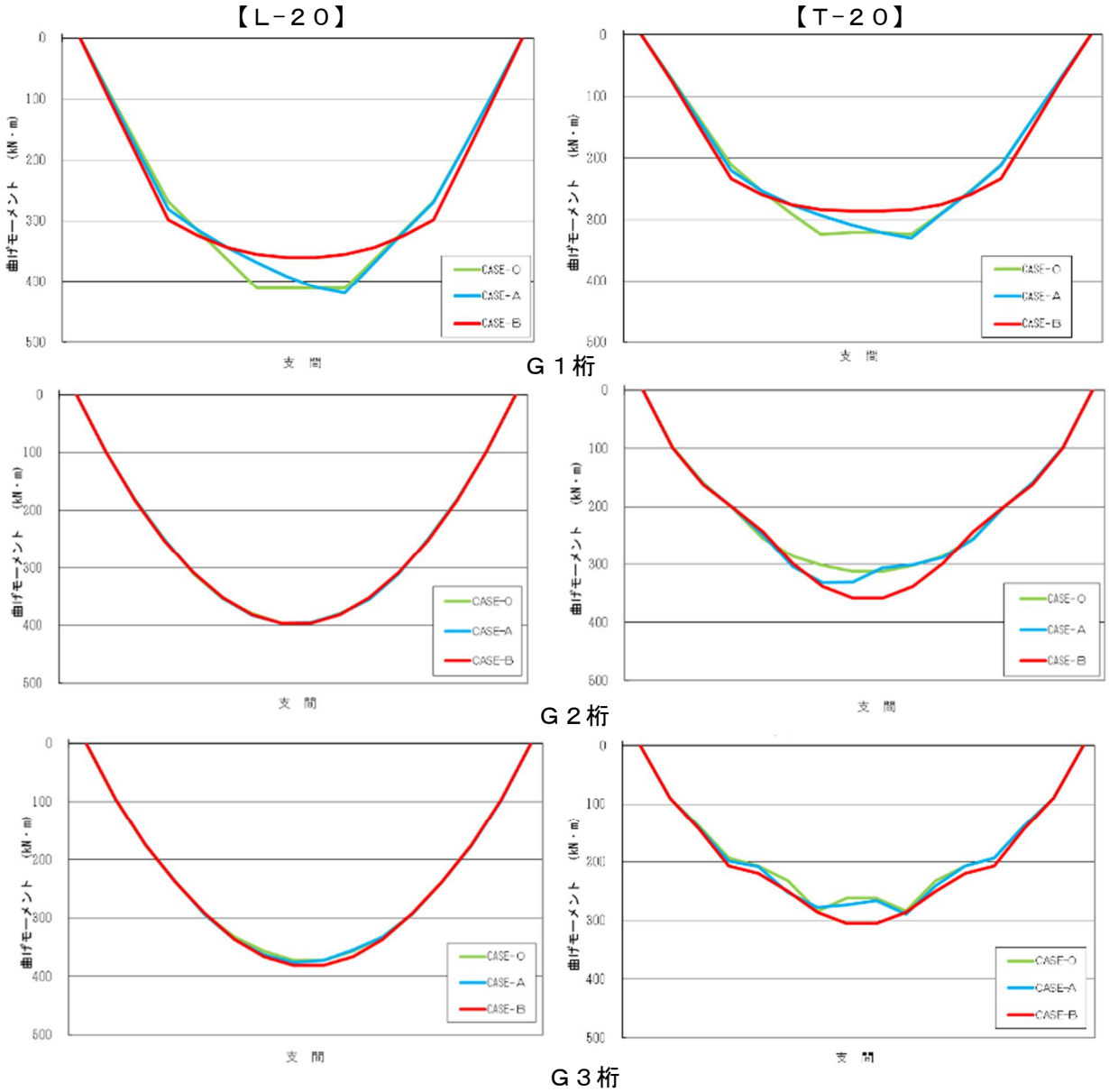


図- 6.4.9　L 荷重及び T 荷重による曲げモーメント

中桁(G2、G3 桁)において、

① 分布荷重である L 荷重の場合、荷重分配機能低下(CASE-A、B)による影響は小さいが T 荷重の場合、荷重分配機能低下により断面力は増加傾向にある。

② 本モデルにおいては、発生する断面力が L 荷重>T 荷重であったが、支間長が短く L 荷重<T 荷重となる場合には、横締め破断の影響が大きくなることが考えられる。

2) 耐荷力の評価（限界状態 1 及び限界状態 3）

各検討ケースにおける限界状態 1 の支間中央部の曲げ応力度の試算結果を**表-** 6.4.3 に示す。また、永続支配及び変動支配時の主桁下縁の合成応力度を**図-** 6.4.10 に示す。

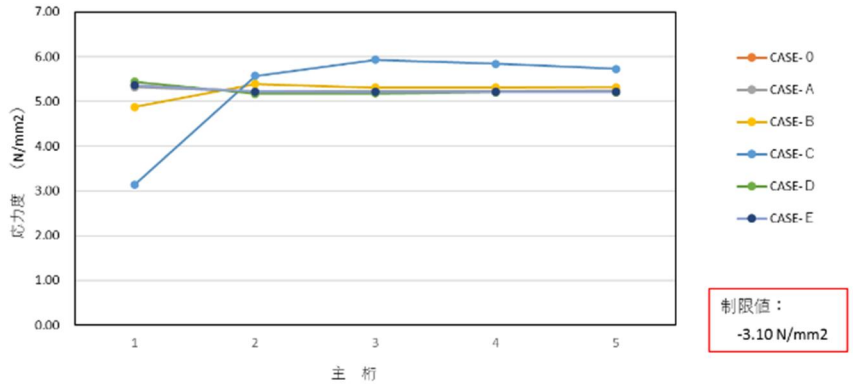
中間横桁の剛性を失うことにより主桁毎の応力変動は大きくなり、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。外桁(G1 桁)では、橋面死荷重による応力増加が見られるが中桁(G2～G5 桁)への影響は小さい。活荷重に対しては、中間横桁すべての剛性を失う(CASE-C)ことで主桁毎の応力変動は大きくなったが、本検討の範囲ではすべての検討ケースで制限値を満足していることが確認された。しかし、引張応力が発生しており、実際には桁にひびわれが生じる可能性もあることから、供用を続ける場合には、損傷の急激な進行を避けるため、適当な監視をしておく必要があると考えられる。また、車両の通行の衝撃により破断が誘発される可能性についての検討は本研究では行っていないが、懸念が免れないため、突出による第三者被害防止対策は不可欠であると考えられる。

表- 6.4.3　**各検討ケースの照査結果**

（N/mm2）

		① CASE-O（復元：格子計算）		② CASE-A（中央付近1ヵ所破断）		③ CASE-B（中央付近2ヵ所破断）		④ CASE-C（中間横桁4ヵ所破断）		⑤ CASE-D（中央端側1ヵ所+端横桁1ヵ所破断）		⑥ CASE-E（両端支点横桁破断）	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
永続支配	G1	8.61	5.36	8.66	5.32	9.14	4.88	11.04	3.14	8.52	5.44	8.61	5.36
	G2	8.76	5.22	8.76	5.22	8.57	5.39	8.38	5.57	8.81	5.17	8.76	5.22
D	G3	8.77	5.21	8.75	5.23	8.67	5.31	7.98	5.93	8.81	5.18	8.77	5.21
制限値	G4	8.78	5.21	8.75	5.23	8.67	5.31	8.08	5.84	8.79	5.20	8.78	5.21
-3.10≦σc≦24.0	G5	8.77	5.21	8.74	5.24	8.65	5.32	8.20	5.73	8.78	5.20	8.77	5.21
変動支配	G1	15.80	-1.66	15.74	-1.60	15.45	-1.29	15.06	-0.78	15.76	-1.63	15.80	-1.66
	G2	15.73	-1.59	15.70	-1.56	15.54	-1.41	14.95	-0.85	15.79	-1.64	15.73	-1.59
D+L(MAX)	G3	15.31	-1.18	15.32	-1.19	15.35	-1.23	15.32	-1.24	15.33	-1.20	15.31	-1.18
制限値	G4	15.02	-0.89	15.04	-0.92	15.12	-1.00	15.56	-1.47	15.01	-0.89	15.02	-0.89
-3.10≦σc≦24.0	G5	14.77	-0.65	14.80	-0.69	14.92	-0.80	15.66	-1.56	14.79	-0.67	14.77	-0.65

【永続支配】



【変動支配】

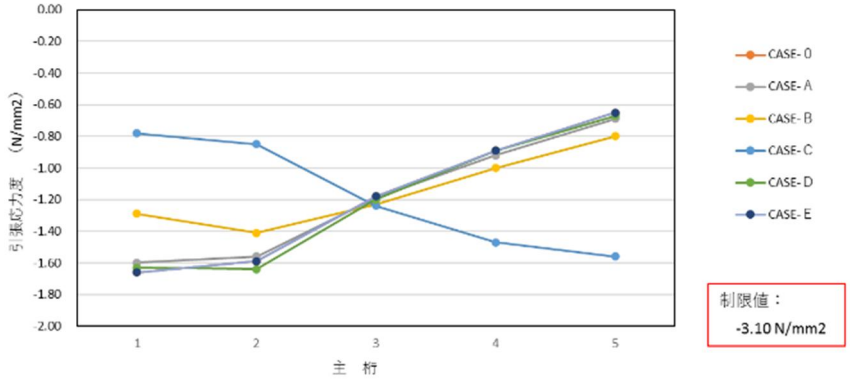


図- 6.4.10　各主桁の応力状態（支間中央）

各検討ケースで試算した結果の総括表（曲げ：支間中央，せん断：支点の 1/2 桁高点）を**表-** 6.4.4～**表-** 6.4.10 に示す。すべての検討ケースにおいて、限界状態 1 及び限界状態 3 の制限値以内に収まっていた。

表- 6.4.4　試算結果総括表(CASE-0)　復元設計：格子計算

	曲げ最大点(支間中央)			G1		G2		G3		G4		G5	
				モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)
				(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁
曲げに対する設計	荷重による応力度	主桁自重		424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22 -0.22	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43
		橋面死荷重		127.6	1.78 -1.74	121.9	1.70 -1.66	123.0	1.72 -1.68	123.1	1.72 -1.68	123.0	1.72 -1.68
		活荷重	最大	411.2	5.75 -5.62	398.9	5.58 -5.45	374.2	5.23 -5.11	357.1	4.99 -4.88	343.2	4.80 -4.69
			最小	-66.9	-0.94 0.91	-33.2	-0.46 0.45	-7.4	-0.10 0.10	0.0	0.00 0.00	0.0	0.00 0.00
		応力度(N/mm2)		有効プレ	0.26 12.86	有効プレ	0.26 12.87	有効プレ	0.26 12.87	有効プレ	0.26 12.87	有効プレ	0.26 12.87
	合成応力度(N/mm2)	照査位置			主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁
		耐荷性能	前提条件	D	8.61 5.36	D	8.76 5.22	D	8.77 5.21	D	8.78 5.21	D	8.77 5.21
				制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0
			永続支配	D	8.61 5.36	D	8.76 5.22	D	8.77 5.21	D	8.78 5.21	D	8.77 5.21
				制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0
			変動支配	D+L(MAX)	15.80 -1.66	D+L(MAX)	15.73 -1.59	D+L(MAX)	15.31 -1.18	D+L(MAX)	15.02 -0.89	D+L(MAX)	14.77 -0.65
				D+L(MIN)	7.44 6.50	D+L(MIN)	8.18 5.79	D+L(MIN)	8.64 5.33	D+L(MIN)	8.78 5.21	D+L(MIN)	8.77 5.21
				制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0
		耐久性能		D+L(MAX)	13.95 -0.51	D+L(MAX)	13.92 -0.47	D+L(MAX)	13.59 -0.15	D+L(MAX)	13.35 0.08	D+L(MAX)	13.15 0.27
				D+L(MIN)	7.26 6.02	D+L(MIN)	7.88 5.43	D+L(MIN)	8.25 5.06	D+L(MIN)	8.36 4.96	D+L(MIN)	8.36 4.96
				制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0
	曲げ破壊安全度（F>1.000）			1.324		1.330		1.366		1.394		1.417	
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1		G2		G3		G4		G5	
	斜引張応力度(N/mm²)	耐荷性能	前提条件	0.140		0.129		0.130		0.130		0.130	
				制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200
			永続支配	0.140		0.129		0.130		0.130		0.130	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
			変動支配	0.393		0.410		0.405		0.398		0.392	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
		耐久性能		0.329		0.340		0.336		0.331		0.327	
				制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)		204.9		210.2		209.4		207.7		206.1	
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6		642.6		642.6		642.6		642.6	
		安全度（F>1.000）		3.136		3.057		3.069		3.095		3.118	
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)		204.9		210.2		209.4		207.7		206.1	
		斜引張破壊耐力(kN)		265.01		267.63		267.23		266.36		265.58	
		安全度（F>1.000）		1.293		1.273		1.276		1.283		1.289	

表- 6.4.5　試算結果総括表(CASE-A)　中間横桁中央付近 1 箇所破断

	曲げ最大点			G1		G2		G3		G4		G5	
				モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)
				(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁
曲げに対する設計	荷重による応力度	主桁自重		424.2	5.93 -5.79	424.3	5.93 -5.79	424.5	5.93 -5.80	424.4	5.93 -5.80	424.4	5.93 -5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22 -0.22	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43
		橋面死荷重		131.0	1.83 -1.79	122.6	1.71 -1.67	121.3	1.70 -1.66	121.2	1.69 -1.65	120.4	1.68 -1.64
		活荷重	最大	405.2	5.67 -5.53	397.0	5.55 -5.42	376.0	5.26 -5.13	360.2	5.04 -4.92	347.3	4.86 -4.74
			最小	-64.9	-0.91 0.89	-32.2	-0.45 0.44	-7.3	-0.10 0.10	0.1	0.00 0.00	0.3	0.00 0.00
		応力度(N/mm2)		有効プレ	0.26 12.86	有効プレ	0.26 12.87	有効プレ	0.26 12.87	有効プレ	0.26 12.87	有効プレ	0.26 12.87
	合成応力度(N/mm2)	照査位置			主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁
		耐荷性能	前提条件	D	8.66 5.32	D	8.76 5.22	D	8.75 5.23	D	8.75 5.23	D	8.74 5.24
				制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0	制限値	0.00≦σc≦16.0
			永続支配	D	8.66 5.32	D	8.76 5.22	D	8.75 5.23	D	8.75 5.23	D	8.74 5.24
				制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0
			変動支配	D+L(MAX)	15.74 -1.60	D+L(MAX)	15.70 -1.56	D+L(MAX)	15.32 -1.19	D+L(MAX)	15.04 -0.92	D+L(MAX)	14.80 -0.69
				D+L(MIN)	7.52 6.42	D+L(MIN)	8.20 5.76	D+L(MIN)	8.62 5.36	D+L(MIN)	8.75 5.23	D+L(MIN)	8.74 5.24
				制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0	制限値	-3.10≦σc≦24.0
		耐久性能		D+L(MAX)	13.91 -0.47	D+L(MAX)	13.90 -0.45	D+L(MAX)	13.59 -0.15	D+L(MAX)	13.37 0.06	D+L(MAX)	13.17 0.25
				D+L(MIN)	7.34 5.95	D+L(MIN)	7.90 5.41	D+L(MIN)	8.23 5.08	D+L(MIN)	8.33 4.98	D+L(MIN)	8.32 4.99
				制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0	制限値	-1.80≦σc≦16.0
	曲げ破壊安全度（F>1.000）			1.329		1.332		1.366		1.392		1.414	
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1		G2		G3		G4		G5	
	斜引張応力度(N/mm²)	耐荷性能	前提条件	0.134		0.131		0.132		0.131		0.130	
				制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200
			永続支配	0.134		0.131		0.132		0.131		0.130	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
			変動支配	0.398		0.414		0.407		0.397		0.394	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
		耐久性能		0.332		0.343		0.339		0.331		0.328	
				制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)		206.1		211.2		210.2		207.7		206.7	
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6		642.6		642.6		642.6		642.6	
		安全度（F>1.000）		3.119		3.043		3.057		3.094		3.109	
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)		206.1		211.2		210.2		207.7		206.7	
		斜引張破壊耐力(kN)		265.57		268.12		267.63		266.38		265.89	
		安全度（F>1.000）		1.289		1.270		1.273		1.283		1.286	

表- 6.4.6　試算結果総括表(CASE-B)　中間横桁中央付近 2 箇所破断

	曲げ最大点(支間中央)			G1		G2		G3		G4		G5	
				モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)
				(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁
曲げに対する設計	荷重による応力度	主桁自重		424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22 -0.22	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43
		橋面死荷重		163.6	2.29 -2.23	109.1	1.53 -1.49	115.7	1.62 -1.58	115.7	1.62 -1.58	114.5	1.60 -1.56
		活荷重	最大	361.1	5.05 -4.93	398.6	5.57 -5.44	382.7	5.35 -5.23	369.3	5.16 -5.04	358.6	5.01 -4.90
			最小	-52.2	-0.73 0.71	-25.9	-0.36 0.35	-6.0	-0.08 0.08	0.0	0.00 0.00	0.0	0.00 0.00
		応力度(N/mm2)		有効プレ	0.26 12.89	有効プレ	0.26 12.85	有効プレ	0.26 12.86	有効プレ	0.26 12.86	有効プレ	0.26 12.86
	合成応力度(N/mm2)	照査位置			主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁
		耐荷性能	前提条件	D	9.14 4.88	D	8.57 5.39	D	8.67 5.31	D	8.67 5.31	D	8.65 5.32
				制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$
			永続支配	D	9.14 4.88	D	8.57 5.39	D	8.67 5.31	D	8.67 5.31	D	8.65 5.32
				制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$
			変動支配	D+L(MAX)	15.45 -1.29	D+L(MAX)	15.54 -1.41	D+L(MAX)	15.35 -1.23	D+L(MAX)	15.12 -1.00	D+L(MAX)	14.92 -0.80
				D+L(MIN)	8.23 5.77	D+L(MIN)	8.12 5.84	D+L(MIN)	8.56 5.41	D+L(MIN)	8.67 5.31	D+L(MIN)	8.65 5.32
				制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$
		耐久性能		D+L(MAX)	13.75 -0.29	D+L(MAX)	13.73 -0.31	D+L(MAX)	13.60 -0.17	D+L(MAX)	13.42 0.01	D+L(MAX)	13.25 0.17
				D+L(MIN)	7.97 5.36	D+L(MIN)	7.80 5.49	D+L(MIN)	8.17 5.14	D+L(MIN)	8.25 5.05	D+L(MIN)	8.24 5.07
				制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$
	曲げ破壊安全度 (F>1.000)			1.354		1.346		1.363		1.384		1.403	
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1		G2		G3		G4		G5	
	斜引張応力度(N/mm^2)	耐荷性能	前提条件	0.123		0.133		0.137		0.133		0.132	
				制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200
			永続支配	0.123		0.133		0.137		0.133		0.132	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
			変動支配	0.401		0.420		0.411		0.403		0.405	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
		耐久性能		0.332		0.348		0.343		0.336		0.337	
				制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)		205.8		212.8		211.9		209.3		209.4	
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6		642.6		642.6		642.6		642.6	
		安全度 (F>1.000)		3.122		3.019		3.033		3.070		3.069	
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)		205.8		212.8		211.9		209.3		209.4	
		斜引張破壊耐力(kN)		265.45		268.94		268.47		267.18		267.22	
		安全度 (F>1.000)		1.290		1.264		1.267		1.276		1.276	

表- 6.4.7　試算結果総括表(CASE-C)　中間横桁 4 箇所破断

	曲げ最大点(支間中央)			G1		G2		G3		G4		G5	
				モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)
				(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁 主桁下縁
曲げに対する設計	荷重による応力度	主桁自重		424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80	424.5	5.94 -5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22 -0.22	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43	31.6	0.44 -0.43
		橋面死荷重		293.2	4.10 -4.00	96.2	1.34 -1.31	69.2	0.97 -0.95	76.1	1.06 -1.04	83.9	1.17 -1.15
		活荷重	最大	229.5	3.21 -3.13	376.2	5.26 -5.14	419.9	5.87 -5.73	427.8	5.98 -5.84	427.0	5.97 -5.83
			最小	-22.9	-0.32 0.31	-8.8	-0.12 0.12	-8.8	-0.12 0.12	-10.3	-0.14 0.14	-11.4	-0.16 0.16
		応力度(N/mm2)		有効プレ	0.26 13.01	有効プレ	0.26 12.84	有効プレ	0.26 12.82	有効プレ	0.26 12.83	有効プレ	0.26 12.83
	合成応力度(N/mm2)	照査位置			主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁		主桁上縁 主桁下縁
		耐荷性能	前提条件	D	11.04 3.14	D	8.38 5.57	D	7.98 5.93	D	8.08 5.84	D	8.20 5.73
				制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$0.00 \leqq \sigma c \leqq 16.0$
			永続支配	D	11.04 3.14	D	8.38 5.57	D	7.98 5.93	D	8.08 5.84	D	8.20 5.73
				制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$
			変動支配	D+L(MAX)	15.06 -0.78	D+L(MAX)	14.95 -0.85	D+L(MAX)	15.32 -1.24	D+L(MAX)	15.56 -1.47	D+L(MAX)	15.66 -1.56
				D+L(MIN)	10.64 3.53	D+L(MIN)	8.23 5.72	D+L(MIN)	7.83 6.08	D+L(MIN)	7.90 6.01	D+L(MIN)	8.00 5.93
				制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$	制限値	$-3.10 \leqq \sigma c \leqq 24.0$
		耐久性能		D+L(MAX)	13.73 -0.14	D+L(MAX)	13.24 0.16	D+L(MAX)	13.47 -0.09	D+L(MAX)	13.68 -0.28	D+L(MAX)	13.78 -0.37
				D+L(MIN)	10.20 3.30	D+L(MIN)	7.86 5.42	D+L(MIN)	7.48 5.77	D+L(MIN)	7.55 5.70	D+L(MIN)	7.65 5.61
				制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$	制限値	$-1.80 \leqq \sigma c \leqq 16.0$
	曲げ破壊安全度 (F>1.000)			1.390		1.400		1.366		1.344		1.336	
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1		G2		G3		G4		G5	
	斜引張応力度(N/mm^2)	耐荷性能	前提条件	0.149		0.200		0.103		0.101		0.113	
				制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200
			永続支配	0.149		0.200		0.103		0.101		0.113	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
			変動支配	0.378		0.524		0.443		0.466		0.489	
				制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600
		耐久性能		0.320		0.442		0.358		0.374		0.395	
				制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)		198.2		243.9		210.7		215.8		222.8	
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6		642.6		642.6		642.6		642.6	
		安全度 (F>1.000)		3.243		2.635		3.050		2.978		2.884	
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)		198.2		243.9		210.7		215.8		222.8	
		斜引張破壊耐力(kN)		261.64		284.36		267.87		270.42		273.91	
		安全度 (F>1.000)		1.320		1.166		1.271		1.253		1.229	

表- 6.4.8　試算結果総括表(CASE-D)　中央端側 1 箇所＋端横桁 1 箇所破断

	曲げ最大点			G1			G2			G3			G4			G5		
				モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)	
				(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁
曲げに対する設計	荷重による応力度	主桁自重		424.4	5.93	-5.80	424.3	5.93	-5.79	424.5	5.93	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重		121.5	1.70	-1.66	125.7	1.76	-1.72	125.2	1.75	-1.71	123.8	1.73	-1.69	123.7	1.73	-1.69
		活荷重	最大	414.4	5.79	-5.66	399.2	5.58	-5.45	373.5	5.22	-5.10	356.4	4.98	-4.87	343.6	4.80	-4.69
			最小	-68.0	-0.95	0.93	-33.8	-0.47	0.46	-6.9	-0.10	0.09	-0.7	-0.01	0.01	-1.9	-0.03	0.03
		応力度(N/mm2)		有効プレ	0.26	12.85	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87
	合成応力度(N/mm2)	照査位置			主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁
		耐荷性能	前提条件	D	8.52	5.44	D	8.81	5.17	D	8.81	5.18	D	8.79	5.20	D	8.78	5.20
				制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0	
			永続支配	D	8.52	5.44	D	8.81	5.17	D	8.81	5.18	D	8.79	5.20	D	8.78	5.20
				制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0	
			変動支配	D+L(MAX)	15.76	-1.63	D+L(MAX)	15.79	-1.64	D+L(MAX)	15.33	-1.20	D+L(MAX)	15.01	-0.89	D+L(MAX)	14.79	-0.67
				D+L(MIN)	7.33	6.60	D+L(MIN)	8.22	5.75	D+L(MIN)	8.69	5.30	D+L(MIN)	8.77	5.21	D+L(MIN)	8.75	5.23
				制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0	
		耐久性能		D+L(MAX)	13.91	-0.48	D+L(MAX)	13.97	-0.52	D+L(MAX)	13.61	-0.17	D+L(MAX)	13.35	0.08	D+L(MAX)	13.17	0.26
				D+L(MIN)	7.16	6.11	D+L(MIN)	7.92	5.39	D+L(MIN)	8.29	5.03	D+L(MIN)	8.36	4.96	D+L(MIN)	8.34	4.98
				制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0	
	曲げ破壊安全度 (F>1.000)			1.327			1.325			1.365			1.394			1.416		
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1			G2			G3			G4			G5		
	斜引張応力度(N/mm2)	耐荷性能	前提条件	0.156			0.120			0.128			0.128			0.128		
				制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200	
			永続支配	0.156			0.120			0.128			0.128			0.128		
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
			変動支配	0.368			0.399			0.403			0.398			0.394		
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
		耐久性能		0.314			0.330			0.335			0.331			0.328		
				制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300	
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)		199.3			206.5			209.0			207.6			206.3		
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6			642.6			642.6			642.6			642.6		
		安全度 (F>1.000)		3.225			3.113			3.075			3.095			3.114		
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)		199.3			206.5			209.0			207.6			206.3		
		斜引張破壊耐力(kN)		262.2			265.76			267.02			266.35			265.7		
		安全度 (F>1.000)		1.316			1.287			1.278			1.283			1.288		

表- 6.4.9　試算結果総括表(CASE-E)　両端横桁破断

	曲げ最大点(支間中央)			G1			G2			G3			G4			G5		
				モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)	
				(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁
曲げに対する設計	荷重による応力度	主桁自重		424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重		127.6	1.78	-1.74	121.8	1.70	-1.66	123.0	1.72	-1.68	123.1	1.72	-1.68	123.0	1.72	-1.68
		活荷重	最大	411.2	5.75	-5.62	398.9	5.58	-5.45	374.2	5.23	-5.11	357.1	4.99	-4.88	343.2	4.80	-4.69
			最小	-66.9	-0.94	0.91	-33.2	-0.46	0.45	-7.4	-0.10	0.10	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
		応力度(N/mm2)		有効プレ	0.26	12.86	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87
	合成応力度(N/mm2)	照査位置			主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁
		耐荷性能	前提条件	D	8.61	5.36	D	8.76	5.22	D	8.77	5.21	D	8.78	5.21	D	8.77	5.21
				制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0	
			永続支配	D	8.61	5.36	D	8.76	5.22	D	8.77	5.21	D	8.78	5.21	D	8.77	5.21
				制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0	
			変動支配	D+L(MAX)	15.80	-1.66	D+L(MAX)	15.73	-1.59	D+L(MAX)	15.31	-1.18	D+L(MAX)	15.02	-0.89	D+L(MAX)	14.77	-0.65
				D+L(MIN)	7.44	6.50	D+L(MIN)	8.18	5.79	D+L(MIN)	8.64	5.33	D+L(MIN)	8.78	5.21	D+L(MIN)	8.77	5.21
				制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0	
		耐久性能		D+L(MAX)	13.95	-0.51	D+L(MAX)	13.92	-0.47	D+L(MAX)	13.59	-0.15	D+L(MAX)	13.35	0.08	D+L(MAX)	13.15	0.27
				D+L(MIN)	7.26	6.02	D+L(MIN)	7.88	5.43	D+L(MIN)	8.25	5.06	D+L(MIN)	8.36	4.96	D+L(MIN)	8.36	4.96
				制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0	
	曲げ破壊安全度 (F>1.000)			1.324			1.330			1.366			1.394			1.417		
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1			G2			G3			G4			G5		
	斜引張応力度(N/mm2)	耐荷性能	前提条件	0.140			0.128			0.131			0.130			0.130		
				制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200	
			永続支配	0.140			0.128			0.131			0.130			0.130		
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
			変動支配	0.393			0.410			0.405			0.397			0.392		
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
		耐久性能		0.330			0.340			0.336			0.331			0.327		
				制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300	
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)		205.2			210.1			209.5			207.5			206.1		
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6			642.6			642.6			642.6			642.6		
		安全度 (F>1.000)		3.131			3.059			3.068			3.096			3.119		
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)		205.2			210.1			209.5			207.5			206.1		
		斜引張破壊耐力(kN)		265.15			267.56			267.26			266.31			265.57		
		安全度 (F>1.000)		1.292			1.274			1.276			1.283			1.289		

表- 6.4.10　試算結果総括表(CASE-0’)　復元設計：ギヨン・マソネー（参考）

				G1		G2		G3		G4		G5	
曲げに対する設計	支間中央												
	荷重による応力度		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)	モーメント	応力度(N/mm2)
			(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN･m)	主桁上縁	主桁下縁
		主桁自重	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80
		場所打ち自重	15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重	125.0	1.75	-1.71	124.2	1.74	-1.70	123.5	1.73	-1.69	123.1	1.72	-1.68	122.8	1.72	-1.68
		活荷重 最大	350.6	4.90	-4.79	345.5	4.83	-4.72	340.3	4.76	-4.65	334.7	4.68	-4.57	328.9	4.60	-4.49
		活荷重 最小	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
		応力度(N/mm2)	有効プレ	0.26	12.86	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87	有効プレ	0.26	12.87
	合成応力度(N/mm2)	照査位置		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁
		耐荷性能 前提条件	D	8.57	5.39	D	8.79	5.19	D	8.78	5.20	D	8.77	5.21	D	8.77	5.21
		耐荷性能 前提条件	制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0		制限値	0.00≦σc≦16.0	
		耐荷性能 永続支配	D	8.57	5.39	D	8.79	5.19	D	8.78	5.20	D	8.77	5.21	D	8.77	5.21
		耐荷性能 永続支配	制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0	
		耐荷性能 変動支配	D+L(MAX)	14.70	-0.59	D+L(MAX)	14.83	-0.71	D+L(MAX)	14.73	-0.61	D+L(MAX)	14.63	-0.51	D+L(MAX)	14.52	-0.40
		耐荷性能 変動支配	D+L(MIN)	8.57	5.39	D+L(MIN)	8.79	5.19	D+L(MIN)	8.78	5.20	D+L(MIN)	8.77	5.21	D+L(MIN)	8.77	5.21
		耐荷性能 変動支配	制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0		制限値	-3.10≦σc≦24.0	
		耐久性能	D+L(MAX)	13.07	0.35	D+L(MAX)	13.20	0.23	D+L(MAX)	13.12	0.31	D+L(MAX)	13.04	0.39	D+L(MAX)	12.95	0.47
		耐久性能	D+L(MIN)	8.16	5.14	D+L(MIN)	8.37	4.94	D+L(MIN)	8.36	4.95	D+L(MIN)	8.36	4.96	D+L(MIN)	8.35	4.96
		耐久性能	制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0		制限値	-1.80≦σc≦16.0	
	曲げ破壊安全度 (F>1.000)		1.425			1.412			1.422			1.432			1.443		
せん断に対する設計	せん断照査位置		G1			G2			G3			G4			G5		
	斜引張応力度(N/mm²)	耐荷性能 前提条件	0.127			0.133			0.133			0.132			0.132		
		耐荷性能 前提条件	制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200	
		耐荷性能 永続支配	0.127			0.133			0.133			0.132			0.132		
		耐荷性能 永続支配	制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
		耐荷性能 変動支配	0.362			0.366			0.362			0.357			0.353		
		耐荷性能 変動支配	制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
		耐久性能	0.304			0.308			0.304			0.301			0.297		
		耐久性能	制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300	
	ウェブ圧壊耐力	作用せん断力(kN)	197.0			198.7			197.3			195.9			194.4		
		ウェブ圧壊耐力(kN)	642.6			642.6			642.6			642.6			642.6		
		安全度 (F>1.000)	3.261			3.234			3.257			3.281			3.306		
	斜引張破壊耐力	作用せん断力(kN)	197.0			198.7			197.3			195.9			194.4		
		斜引張破壊耐力(kN)	261.08			261.91			261.21			260.49			259.77		
		安全度 (F>1.000)	1.325			1.318			1.324			1.330			1.336		

6.5 桁 1 本状態の耐荷力評価

6.4 の検討では、横締め PC 鋼材が破断することで荷重分配に及ぼす影響を確認した。本項では、横締め PC 鋼材が破断したプレテンション中空床版橋に対して、最低限保有する耐荷力の目安を算出することを目的に、「桁 1 本に集中荷重が作用する状態」を仮定して、桁の状態の評価を試みた。

横締め PC 鋼材が喪失し、横桁部での荷重分配が機能せず、間詰めと桁の縁が切れた状態は、現実の状態としては考えにくいものの、最低限保有している耐力を示すにあたり安全側の余裕を見たものである。なお、桁自体は健全であると仮定して検討する。

検討は、中空床版橋用プレストレストコンクリート橋げた(昭和 50 年建設省制定)の適用支間 10～21m の主桁 1 本を取り上げる。1 等橋（TL-20 相当）と 2 等橋（TL-14 相当）それぞれ検討することとし、検討に用いた荷重は、T 荷重 100kN(**図**- 6.5.1)及び連行荷重(**図**- 6.5.2)である。

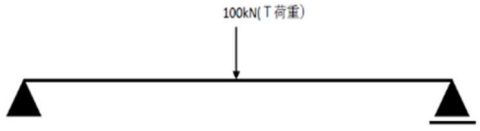


図- 6.5.1　T 荷重(100kN)載荷イメージ

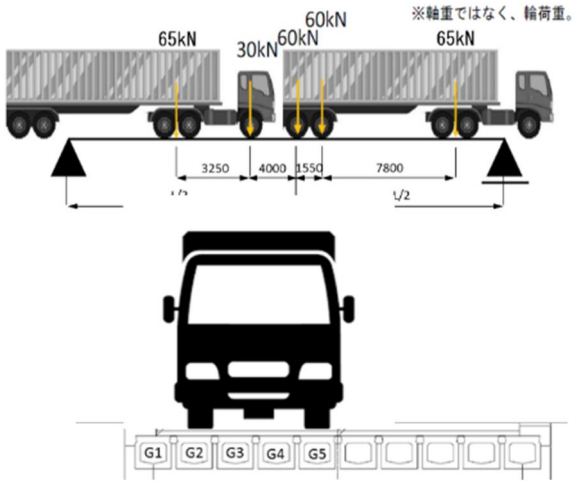


図- 6.5.2　連行荷重　載荷イメージ

6.5.1　曲げに対する検討

1等橋及び2等橋の主桁1本当たりの支間中央部における曲げ破壊荷重及び曲げ破壊安全度を**表**- 6.5.1 及び**図**- 6.5.3～**図**- 6.5.5 に示す。

表- 6.5.1　曲げ破壊荷重と曲げ破壊安全度

【1等橋】

		支　間　(m)					
		10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0
破壊抵抗曲げモーメント Mu	(kN・m)	663.28	760.16	870.93	994.37	1148.16	1333.28
死荷重による曲げモーメント	(kN・m)	109.21	136.78	164.74	200.27	238.93	283.09
荷重Pによる曲げモーメント Mp	(kN・m)	554.07	623.38	706.19	794.10	909.23	1050.19
曲げ破壊輪荷重 P	(kN)	221.6	226.7	235.4	244.3	259.8	280.1
衝撃係数 i	20/50+L	0.333	0.328	0.323	0.317	0.313	0.308
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t}	(kN・m)	333.33	365.16	396.77	428.17	459.38	490.38
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{10t}	1.499	1.514	1.551	1.582	1.644	1.724
連行荷重による曲げモーメント Men	(kN・m)	416.78	472.40	526.37	579.01	630.55	702.06
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{en}	1.261	1.248	1.260	1.276	1.321	1.353
		支　間　(m)					
		16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0
破壊抵抗曲げモーメント Mu	(kN・m)	1443.24	1641.79	1824.78	2036.40	2252.74	2490.33
死荷重による曲げモーメント	(kN・m)	330.40	383.93	448.31	513.75	580.25	656.74
荷重Pによる曲げモーメント Mp	(kN・m)	1112.84	1257.86	1376.47	1522.65	1672.49	1833.59
曲げ破壊輪荷重 P	(kN)	278.2	296.0	305.9	320.6	334.5	349.3
衝撃係数 i	20/50+L	0.303	0.299	0.294	0.290	0.286	0.282
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t}	(kN・m)	521.21	551.87	582.35	612.68	642.86	672.89
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{10t}	1.695	1.754	1.770	1.808	1.842	1.873
連行荷重による曲げモーメント Men	(kN・m)	791.53	877.87	961.55	1055.43	1174.94	1290.65
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{en}	1.286	1.301	1.294	1.298	1.283	1.279

【2等橋】

		支　間　(m)					
		10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0
破壊抵抗曲げモーメント Mu	(kN・m)	562.46	663.28	760.10	870.97	994.30	1097.04
死荷重による曲げモーメント	(kN・m)	110.46	138.36	172.83	202.16	241.43	286.11
荷重Pによる曲げモーメント Mp	(kN・m)	452.00	524.92	587.27	668.81	752.87	810.93
曲げ破壊輪荷重 P	(kN)	180.8	190.9	195.8	205.8	215.1	216.2
衝撃係数 i	20/50+L	0.333	0.328	0.323	0.317	0.313	0.308
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t}	(kN・m)	333.33	365.16	396.77	428.17	459.38	490.38
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{10t}	1.267	1.317	1.334	1.382	1.419	1.413
連行荷重による曲げモーメント Men	(kN・m)	416.78	472.40	526.37	579.01	630.55	702.06
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{en}	1.067	1.086	1.087	1.115	1.140	1.110
		支　間　(m)					
		16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0
破壊抵抗曲げモーメント Mu	(kN・m)	1260.53	1386.11	1567.75	1758.89	1963.94	2168.17
死荷重による曲げモーメント	(kN・m)	334.16	388.34	452.97	519.11	586.64	663.93
荷重Pによる曲げモーメント Mp	(kN・m)	926.37	997.77	1114.78	1239.78	1377.30	1504.24
曲げ破壊輪荷重 P	(kN)	231.6	234.8	247.7	261.0	275.5	286.5
衝撃係数 i	20/50+L	0.303	0.299	0.294	0.290	0.286	0.282
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t}	(kN・m)	521.21	551.87	582.35	612.68	642.86	672.89
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{10t}	1.474	1.474	1.514	1.554	1.597	1.622
連行荷重による曲げモーメント Men	(kN・m)	791.53	877.87	961.55	1055.43	1174.94	1290.65
曲げ破壊安全度 F	Mu / M_{en}	1.120	1.095	1.108	1.117	1.115	1.109

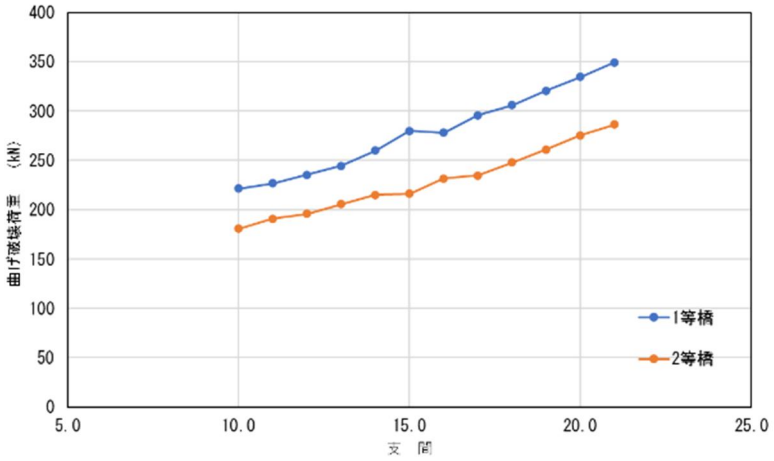


図- 6.5.3　桁 1 本当たりの曲げ破壊荷重

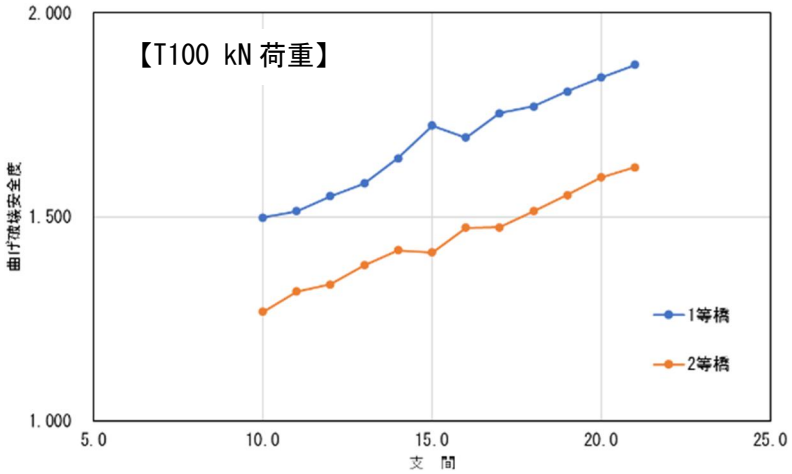


図- 6.5.4　桁 1 本当たりの曲げ破壊安全度(T100kN 荷重)

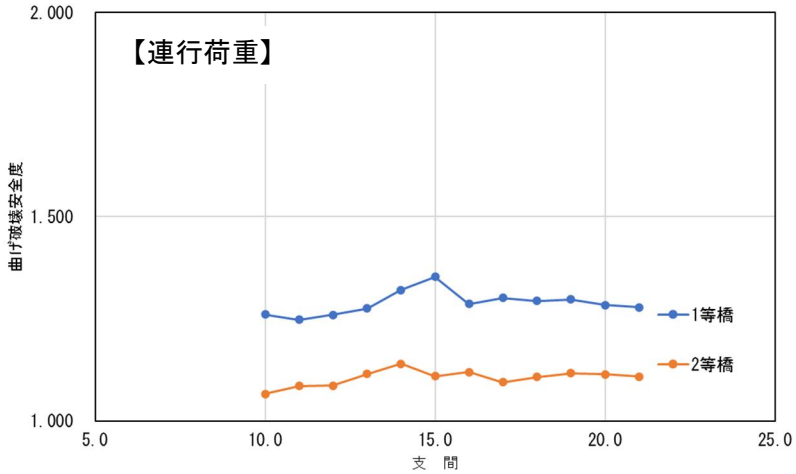


図- 6.5.5　桁 1 本当たりの曲げ破壊安全度(連行荷重)

① 昭和 50 年建設省制定の中空床版橋プレストレストコンクリート橋げた(支間 10～21m)は、T 荷重 100kN 及び連行荷重ともに曲げ破壊安全度は 1.0 以上であることが確認された

6.5.2 せん断に対する検討

1 等橋及び 2 等橋の主桁 1 本当たりの支点の 1/2 桁高点におけるせん断耐力を**表**- 6.5.2 に、桁 1 本当たりのせん断耐力と設計断面力を**図**- 6.5.6 に示す。

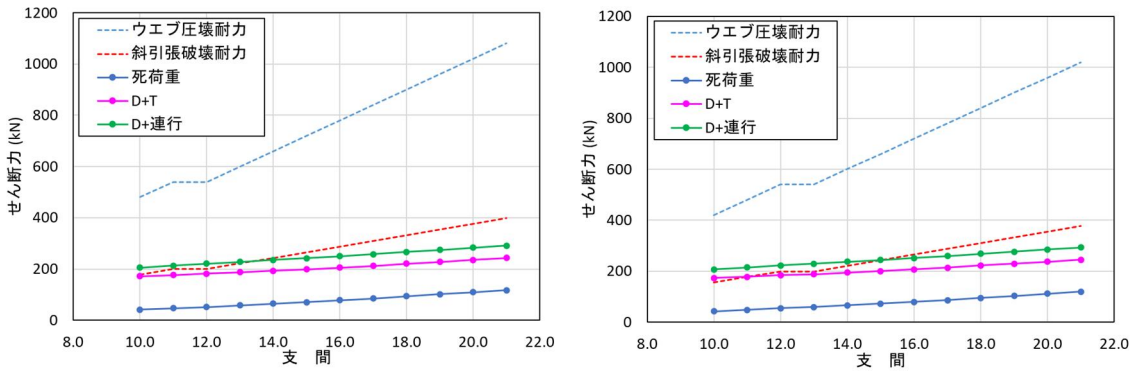
表- 6.5.2　桁 1 本当たりのせん断耐力

【１等橋】

支間長	桁高	ウェブ厚	スターラップ		Sc	Ss	Sus	Suc	死荷重	活荷重	連行	D+T	D+連行
										100kN	60-60-30		
10.0	450	100	D10	ctc200	104	73.2	177.2	480	41.3	130.3	164.3	171.6	205.6
11.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	46.8	129.8	166.4	176.6	213.2
12.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	51.9	129.5	168.5	181.4	220.4
13.0	550	100	D10	ctc200	130	91.5	221.5	600	58.0	129.0	169.7	186.9	227.7
14.0	600	100	D10	ctc200	143	100.6	243.6	660	64.3	128.4	170.7	192.8	235.0
15.0	650	100	D10	ctc200	156	109.8	265.8	720	70.9	127.9	171.5	198.8	242.4
16.0	700	100	D10	ctc200	169	118.9	287.9	780	77.7	127.5	172.1	205.1	249.8
17.0	750	100	D10	ctc200	182	128.1	310.1	840	84.7	127.0	172.6	211.7	257.3
18.0	800	100	D10	ctc200	195	137.2	332.2	900	93.9	126.5	173.0	220.4	266.9
19.0	850	100	D10	ctc200	208	146.4	354.4	960	101.6	126.1	173.3	227.7	274.8
20.0	900	100	D10	ctc200	221	155.5	376.5	1020	109.5	125.7	173.5	235.2	283.0
21.0	950	100	D10	ctc200	234	164.7	398.7	1080	117.6	125.3	173.6	242.9	291.3

【２等橋】

支間長	桁高	ウェブ厚	スターラップ		Sc	Ss	Sus	Suc	死荷重	活荷重	連行	D+T	D+連行
										100kN	60-60-30		
10.0	400	100	D10	ctc200	91	64.0	155.0	420	42.1	130.7	164.8	172.7	206.9
11.0	450	100	D10	ctc200	104	73.2	177.2	480	47.7	130.1	166.9	177.8	214.6
12.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	54.5	129.5	168.5	184.0	222.9
13.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	58.9	129.2	170.1	188.1	229.0
14.0	550	100	D10	ctc200	130	91.5	221.5	600	65.4	128.7	171.1	194.1	236.5
15.0	600	100	D10	ctc200	143	100.6	243.6	660	72.0	128.2	171.8	200.2	243.9
16.0	650	100	D10	ctc200	156	109.8	265.8	720	79.0	127.7	172.4	206.6	251.4
17.0	700	100	D10	ctc200	169	118.9	287.9	780	86.1	127.2	172.9	213.3	259.0
18.0	750	100	D10	ctc200	182	128.1	310.1	840	95.2	126.7	173.3	221.9	268.5
19.0	800	100	D10	ctc200	195	137.2	332.2	900	103.0	126.3	173.5	229.3	276.5
20.0	850	100	D10	ctc200	208	146.4	354.4	960	111.1	125.8	173.7	236.9	284.8
21.0	900	100	D10	ctc200	221	155.5	376.5	1020	119.3	125.4	173.9	244.7	293.2



a)1 等橋　　b)2 等橋

図- 6.5.6　桁 1 本当たりのせん断耐力と設計断面力

① (1 等橋主桁)においては、支間 13m 以下の主桁で連行荷重によるせん断力が斜引張破壊耐力を上回る。
② (2 等橋主桁)においては、支間 15m 以下の主桁で連行荷重、支間 11m 以下で T 荷重 100kN によるせん断力が斜引張破壊耐力を上回る。

6.6 ケーススタディ検討結果総括

横締め PC 鋼材の破断により荷重分配機能の低下をモデル化したケーススタディにより、以下の事項が確認された。

・荷重分配性状

① 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配機能は低下し、破断した中間横桁箇所が多くなるほどその影響は大きくなる（**表-** 6.4.2)。
② 両端支点横桁の破断は、L 荷重によって主桁に生じる最大曲げモーメントに影響を及ぼさない（**表-** 6.4.2)。
③ 荷重分配機能低下による活荷重断面力の増加は、L 荷重に比べて、T 荷重を載荷したときの方が大きくなる傾向が見られた。T 荷重により断面が決定されている橋梁の場合は、注意が必要と思われる（**図-** 6.4.9)。

・耐荷力の評価

① 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配機能は低下し、主桁毎の応力変動は大きくなり、破断した中間横桁箇所が多くなるほどその影響は大きくなる。
② 本ケーススタディでは、横締め PC 鋼材の喪失による横桁の荷重分配機能低下により、各桁の作用断面力は変動するものの、限界状態 1 及び限界状態 3 の照査で、制限値を超過するケースは確認されなかった（**表-** 6.4.3)。

・結果のまとめ

本ケーススタディでは、実橋にて横締め PC 鋼材の破断が生じた際の、緊急的に行う調査時に、橋が保有している耐荷力の目安を示すため、相当に安全側と考えた手法で評価したものである。全数の横締め PC 鋼材が喪失して、荷重分配機能がなくなったことを想定して、主桁 1 本に輪荷重が作用したケースでの、中空床版橋用プレストレストコンクリート橋げた(昭和 50 年建設省制定)の主桁 1 本当たりの耐荷力の評価によって、以下が確認された。また、ケーススタディを取りまとめたものを**表-** 6.6.1 に示す。

① T 荷重 100kN 及び連行荷重による曲げ破壊安全度は 1.0 以上である。
② T 荷重 100kN 及び連行荷重により支間 15m 以下の短い主桁では、作用せん断力が斜引張破壊耐力を上回るケースがあった。

③　連行荷重は、**図-** 6.5.2 に示すように大型車両を満載荷した状態を想定しており、これを満足する橋長は”○”評価とした。○評価においては、横締め PC 鋼材が破断しても桁が突然破断する可能性は低いと考えられ、交通規制までは不要と考えられる。

④　T 荷重は、**図-** 6.5.1 に示すように、100kN を支間中央に載荷しており、これを満足する橋長は”△”評価とした。△評価においては、横締め PC 鋼材が破断しても桁として耐荷力をある程度有している。

⑤　③、④を満足しない橋長は”×”評価とした。×評価においては、モデル化された計算上は耐荷力を満足しない可能性があり、**6.4** に示した照査を行う等、耐荷力を評価できるまでは交通規制を行う方が安全と考えられる。

以上のことから、横締め PC 鋼材が破断したとしても、ただちに落橋するような致命的な状態には至りにくい可能性が示された。

なお、これらの結果を取り扱うにあたっては、以下の注意点を考慮する必要がある。

⑥　上記③、④の評価は横締め PC 鋼材の破断のみを考慮しており、前提として ASR や塩害等による主桁の耐荷力の低下や、床版の土砂化や踏み抜き、支承の機能不全など、橋の耐荷力に影響を及ぼす損傷が生じていないことが条件となるため、緊急的な調査にあたり点検調書等により損傷の確認は必要となる。

⑦　桁には引張応力が発生しており、ひびわれ発生の可能性があることや、ただちに破壊には至らない可能性は高いものの、横締め PC 鋼材破断後の桁の疲労に対する耐久性や、内部鋼材の腐食に対する耐久性について知見がなく、耐久性の確保に懸念が生じることが想定される。

⑧　調査時点で未突出の横締め PC 鋼材についても、同一の材料と方法による施工であることから、グラウト未充填箇所や水みちが存在し、突出に至るリスクがある。特に、供用を続けることで、活荷重による衝撃の影響は免れないことを考えれば、衝撃の影響により新たな突出が生じることを前提に対応することが安全側となる。例えば、第三者被害防止が求められる橋では、桁の耐荷力に余裕を有しているとしても、ただちに交通規制や突出防護などの対策を行い、その後に通行条件を検討するなど、一連の対応を行うことが必要と考えられる。

表-6.6.1　ケーススタディまとめ

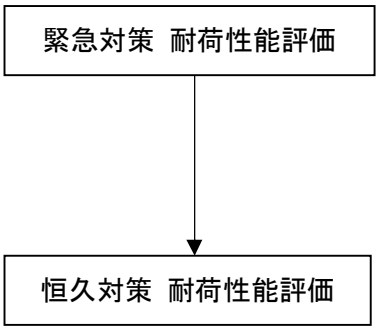
		1等橋							2等橋						
		曲げ照査		せん断照査				総合評価	曲げ照査		せん断照査				総合評価
橋長(m)	項目	曲げ破壊安全度	制限値	せん断力	せん断力	斜め引張破壊耐力	ウェブ圧壊耐力		曲げ破壊安全度	制限値	せん断力	せん断力	斜め引張破壊耐力	ウェブ圧壊耐力	
		F(D+連行)	-	S(D+T荷重)	S(D+連行)	Sus	Suc		F(D+連行)	-	S(D+T荷重)	S(D+連行)	Sus	Suc	
L=10.0	決定ケース	1.261	1.0	171.6	205.6	177.2	480.0	△	1.067	1.0	172.7	206.9	155.0	420.0	×
	評価	○		△					○		×				
L=11.0	決定ケース	1.248	1.0	176.6	213.2	199.3	540.0	△	1.086	1.0	177.8	214.6	177.2	480.0	×
	評価	○		△					○		×				
L=12.0	決定ケース	1.260	1.0	181.4	220.4	199.3	540.0	△	1.087	1.0	184.0	222.9	199.3	540.0	△
	評価	○		△					○		△				
L=13.0	決定ケース	1.276	1.0	186.9	227.7	221.5	600.0	△	1.115	1.0	188.1	229.0	199.3	540.0	△
	評価	○		△					○		△				
L=14.0	決定ケース	1.321	1.0	192.8	235.0	243.6	660.0	○	1.140	1.0	194.1	236.5	221.5	600.0	△
	評価	○		○					○		△				
L=15.0	決定ケース	1.353	1.0	198.8	242.4	265.8	720.0	○	1.110	1.0	200.2	243.9	243.6	660.0	△
	評価	○		○					○		△				
L=16.0	決定ケース	1.286	1.0	205.1	249.8	287.9	780.0	○	1.120	1.0	206.6	251.4	265.8	720.0	○
	評価	○		○					○		○				
L=17.0	決定ケース	1.301	1.0	211.7	257.3	310.1	840.0	○	1.095	1.0	213.3	259.0	287.9	780.0	○
	評価	○		○					○		○				
L=18.0	決定ケース	1.294	1.0	220.4	266.9	332.2	900.0	○	1.108	1.0	221.9	268.5	310.1	840.0	○
	評価	○		○					○		○				
L=19.0	決定ケース	1.298	1.0	227.7	274.8	354.4	960.0	○	1.117	1.0	229.3	276.5	332.2	900.0	○
	評価	○		○					○		○				
L=20.0	決定ケース	1.283	1.0	235.2	283.0	376.5	1020.0	○	1.115	1.0	236.9	284.8	354.4	960.0	○
	評価	○		○					○		○				
L=21.0	決定ケース	1.279	1.0	242.9	291.3	398.7	1080.0	○	1.109	1.0	244.7	293.2	376.5	1020.0	○
	評価	○		○					○		○				

6.7 ケーススタディから得られた知見

前述までに、横締め PC 鋼材の破断や突出に対する耐荷力評価として、横締め PC 鋼材の喪失に伴う荷重分配性状の低下を考慮した格子解析を実施して、PC 単純床版橋の主桁に対する曲げモーメント並びにせん断力に対する照査結果を示した。

今回のケーススタディでは、横締め PC 鋼材喪失パターンをパラメーターとして検討したが、全ての横桁横締めが喪失したケース(CASE-C)でも、主桁の曲げモーメント並びにせん断力の計算値は、制限値内であった。また、横桁機能消失により、荷重分配機構を消失したケースで、プレテンション PC 中空床版桁 1 本に、集中的に輪荷重が作用した場合でも、A 活荷重や B 活荷重用の各支間で定められている標準仕様(JIS A 5373)では、曲げ破壊安全度やせん断耐力は、概ね、制限値内であることが確認された。以上のケーススタディからは、他の劣化等の懸念する事項がないならば、横締め PC 鋼材の破断や突出により、横桁の荷重分配機能が低下しても、ただちに、橋梁の崩壊や落橋に至ることは生じにくい事が分かった。

実際の管理橋梁で、横締め PC 鋼材の突出が確認された場合、緊急的に当該橋梁の耐荷性能の観点による通行制限の必要性については、6.5 に示す検討方法で評価することが考えられる（**表-** 6.6.1 が参考となる)。そして、通行の判断を速やかに行った後に、6.4 に示す検討方法にて、恒久的な対応方法について検討することも可能と考えられる。なお、対策検討においては、耐久性能や第三者被害の観点並びに施工時の安全性確保による検討も必要となる。対策については、損傷事例の調査を踏まえた PC 鋼材破断に対する維持管理について 5.3 に記載している。PC 鋼材破断時の活荷重に対する耐荷力の評価フローを**図-** 6.7.1 に示す。



【通行制限の必要性についての検討】
主桁 1 本に想定する通行荷重を載荷
させた場合の検討(6.5 参照)

【橋梁(主桁・横桁)の検討】
耐荷及び耐久(ひびわれ)性能についての照査
橋梁全体をモデルとして、格子や版理論により
通行荷重による主桁及び横桁の応力度照査
(6.4 参照)

図- 6.7.1　PC 鋼材の突出が発生したときの検討の流れの例

7章.　まとめ ～維持管理の参考となる知見の整理～

本研究では、プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材の破断や突出に関し、以下の観点から維持管理において参考となる知見を得ることを試みた。

①使用する材料や施工機械に関する技術の変遷から、点検や調査において考慮すべき事項

②実際の損傷事例に基づき、横締め PC 鋼材が破断に至った時の外観変状の特徴

③損傷事例により得られた特徴の確認としての現地調査

④突出が発生した場合の計算上の耐荷力のケーススタディ並びに実務における耐荷力評価方法の合理化

7.1 使用する材料や施工機械の変遷から得られた知見

(1) PC 鋼材、グラウト、間詰めコンクリートの技術の変遷から見る PC 鋼材破断リスク

技術の変遷にともない、PC 鋼材の破断・突出リスクは相対的に下がっていることが分かった。よって、破断・突出リスクに着目した点検や調査においては、建設年代を調査すること、横締め PC 鋼材の長さを幅員等から確認することが考えられる。具体的には、大きく以下の 4 つのフェーズに分けられると考えられ、リスクの相対的な違いの目安になるものと考えられる。

(2) PC 鋼材破断リスクの目安となる閾値

①1980 年以前に建設された場合、横締め PC 鋼材には PC 鋼棒が用いられていること、当時のグラウト材料はブリーディングが生じやすく空隙のリスクが相対的に高いこと、シースの空隙率も小さいことから、グラウト充填不良のリスクが相対的に大きい。また、間詰めコンクリートのワーカビリティも低いことから、プレキャスト部材と場所打ち間詰との界面からの漏水等による PC 鋼材破断リスクも相対的に大きいと言える。

②1980 年～1996 年ごろに建設された場合、鋼材長 8m 未満の場合、標準的に PC 鋼棒が用いられており、リスクは 1980 年以前と同程度と考えられるが、8m 以上においては PC 鋼線が用いられるようになり、鋼棒の接続カップラーによる充填不良のリスクは相対的に低減している。また、間詰めコンクリートのワーカビリティはやや改善しているものの、現行の基準と比べると相対的にリスクを有している。グラウト材やシースについては 1980 年以前と同程度のリスクを有する。したがって、1980 年以前よりは PC 鋼材破断リスクは相対的に小さいものの、ある程度のリスクを有していると考えられる。

③1997 年～2001 年ごろに建設された場合、鋼材長 8m 未満の場合、PC 鋼棒が用いられている可能性が残るものの、ノンブリーディングタイプのグラウト材が推奨されるようになり、シースの空隙率も大きくなったことから、グラウト充填不良のリスクは相対的に小さくなっている。また、グラウト流量計を使用するようになり、明らかな充填不足（一部の区間でほとんど入っていないようなケース）は減っていると考えられ、

PC 鋼材破断のリスクは小さいと考えられる。

④2002 年ごろ以降に建設された場合、ほとんど PC 鋼より線が用いられており、ノンブリーディングタイプが標準となったことから、グラウト充填不良のリスクはさらに小さくなっている。また、間詰めコンクリートのワーカビリティも向上しており、道示に橋面防水が規定化されたことで設置されている可能性も高いため、PC 鋼材破断のリスクはかなり相対的に小さくなっていると考えられる。

7.2 損傷事例調査及び現地調査から得られた知見

(1) 損傷事例調査から得られた、横締め PC 鋼材破断時の橋の変状

4.1 の事例調査で取り上げ、5.1 で整理した 5 件の損傷事例（Ⅰ橋～Ⅴ橋）では、全ての事例において間詰部に漏水跡が、Ⅰ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴの事例で排水装置に異常が見られている。また、定着部付近のうきなどの変状はⅡとⅤで見られている。全ての橋で PC 鋼材破断前に断面修復やひびわれ修復といったコンクリートの補修を行っており、ⅡとⅣの橋では橋面防水などの止水工も行っていた。なお、漏水跡などの変状の程度や橋梁形式（桁形状）と、PC 鋼材破断との相関は確認できなかった。

(2) 技術の変遷との関係

技術変遷との対比では、損傷事例Ⅰ～Ⅴの全ての橋が 1980 年以前に建設されており、全幅員（≒鋼材長）が 8m を超えていた。現地調査にて確認した箇所でも、横締め PC 鋼材の破断歴がある橋（F,N,O,V,W 橋）の全てが 1980 年以前に建設されており、破断の疑いがある橋（I,U 橋）まで含めても U 橋以外は全幅員が 8m を超えていた。

(3) 維持管理における知見

横締め PC 鋼材の破断には水の影響が関係しており、点検時には水の痕跡を確認する必要がある。一方で、定着部周辺の変状は必ずしも見られるとは限らないことが分かり、定着部周辺において変状がなくても疑いがなくなるわけではないことに注意が必要である。また、橋面防水を行っていても横締め PC 鋼材が突出した事例（Ⅱ、Ⅳ）からは、防水層が劣化して再び水の供給が行われたり、橋面以外の経路から水が供給されていたり、既に鋼材腐食が進んでおり橋面防水をしても劣化が進んでしまったことが考えられた。

現地調査の結果からは、V 橋のように補修後に遊離石灰などの変状が発生していないケースもある一方で、F 橋，I 橋，M 橋，R 橋など多くの橋では補修後に変状が進展していた。横締め PC 鋼材破断の原因となる変状の要因を正しく突き止め、適切な処置を行えば横締め PC 鋼材の破断リスクを抑制できるが、適切な処置を行わないと補修の効果が得られないことが示唆された。

7.3 耐荷力評価のケーススタディから得られた知見

(1) 荷重分配機能の低下を格子モデルで再現したケーススタディ

実橋にて横締め PC 鋼材の破断が生じた際の、緊急的な調査・点検時に保有している耐荷力の目安を示すため、横締め PC 鋼材の破断により荷重分配機能の低下をモデル化したケーススタディを行った。

PC 鋼材の破断を模擬して中間横桁の剛性を失わせると荷重分配機能は低下し、破断箇所が多いほどその影響は大きくなることが分かった。荷重分配機能の低下にともない、主桁に作用する最大応力度も大きくなる傾向が見られたものの、本ケースでは主桁の限界状態 3 を超過することは無かった。一方で、端支点横桁の剛性を失わせても影響は小さかった。また、荷重分配機能低下による活荷重断面力変化の影響は、T 荷重の方が大きくなる傾向が見られた。T 荷重により断面が決定されている橋梁の場合は、注意が必要と思われる。

(2) 主桁 1 本に輪荷重を作用させるケーススタディ

実橋にて横締め PC 鋼材の破断が生じた際の、緊急的な調査・点検時に交通規制の要否の目安を示すため、全数の横締め PC 鋼材が喪失して、荷重分配機能がなくなったことを想定して、主桁 1 本に輪荷重が作用したケースでの、中空床版橋用プレストレストコンクリート橋げた(昭和 50 年建設省制定)の主桁 1 本当たりの耐荷力の照査を行った。

曲げに対しては、全てのケースで耐荷性能を有していたが、連行荷重を乗せた場合は支間 15m 以下、T 荷重を乗せた場合は支間 13m 以下の短い主桁において、作用せん断力が斜引張破壊耐力を上回った。なお、評価は横締め PC 鋼材の破断のみを考慮しており、前提として ASR や塩害等による主桁の耐荷力の低下や、床版の土砂化や踏み抜き、支承の機能不全など、橋の耐荷力に影響を及ぼす損傷が生じていないことが条件となるため、緊急調査にあたり点検調書等により損傷の確認は必要となる。

(3) 維持管理における知見

横締め PC 鋼材が破断したとしても、ただちに落橋するような致命的な状態には至らない可能性が示された。ただし、桁には引張応力が発生しており、ひびわれ発生の可能性があること、ただちに破壊には至らない可能性は高いものの、横締め PC 鋼材破断後の桁の疲労や腐食に対する耐久性について知見がなく、耐久性の確保に懸念が生じることが想定された。

また、調査時点で未突出の横締め PC 鋼材についても、同一の施工であることから、供用を続ける場合には突出リスクを考慮する必要がある。供用を続けることで衝撃の影響は免れないことを考えれば、突出が生じることを前提に第三者被害防止を求める橋では、交通規制をただちに行い、突出防護などの対策を講じることが必要と考えられる。

Ⅱ編　場所打ち中空床版橋の健全性評価と対策

本編の構成

Ⅱ編は以下の３つに分けて構成している。

- Ⅱ-1 中空床版橋の健全性評価
- Ⅱ-2 中空床版の踏み抜き対策
- Ⅱ-3 中空型枠内の滞水対策

用語の定義

本書（Ⅱ編）にて用いる用語の定義を以下に示す。

1	本研究	この共同研究を指す。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、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、PC 建協）の 3 者による共同研究である。
2	中空床版橋	１枚の板形状の版によって上部構造の機能を発揮する床版橋の一種で、自重を軽減するために桁内に筒状の型枠を埋設して肉抜きし、空洞化させた構造のものを本研究では取り扱う。
3	中空型枠（円筒型枠、ボイド管）	中空床版橋の内部に埋設する型枠。ほとんどの場合は筒状のボイド管が用いられるため円筒型枠とも呼ばれるが、本研究では主に中空型枠と呼び、中空型枠そのものの形状や状態について触れる場合はボイド管と呼ぶ場合もある。
4	中空型枠上部の床版厚、上床版厚	中空型枠上部のコンクリート部分の厚さを指す。本研究では、ボイド管の頂部の最もコンクリート厚が薄くなる部分の厚さを中空型枠上部の床版厚と呼び、各章において 2 回目以降は省略して上床版厚と呼ぶ。
5	かぶり	中空床版橋の上下最外縁の鉄筋からのコンクリートかぶりを指す。
6	踏み抜き	中空床版橋の上床版部に活荷重が繰り返し載荷されることで損傷し、輪荷重の載荷等のきっかけで踏み抜いたように穴があく現象を指す。
7	浮き上がり	中空床版橋施工時に、中空型枠が浮き上がった状態でコンクリートが硬化し、上床版厚が不足することを指す。
8	滞水	中空床版橋の中空型枠の排水性が低下した状態で、型枠内に何らかの理由で水が供給され、水が溜まる状態を指す。

Ⅱ-1　目 次

1 章.　概要 Ⅱ-4
1.1　研究の背景と目的 Ⅱ-4
1.2　研究の流れ Ⅱ-5
2 章.　中空床版橋の概要 Ⅱ-7
2.1　整備状況 Ⅱ-7
2.2　中空床版橋の構造概要 Ⅱ-7
2.2.1　構造概要 Ⅱ-7
2.2.2　設計理論 Ⅱ-8
2.2.3　施工概要（施工手順） Ⅱ-8
3 章.　中空床版橋に関する技術基準類の変遷 Ⅱ-10
3.1　概要 Ⅱ-10
3.2　中空型枠に関する技術基準類の調査結果 Ⅱ-10
3.3　中空型枠に関する各技術基準の詳細 Ⅱ-12
4 章.　中空床版橋の変状事例の調査 Ⅱ-21
4.1　踏み抜きに着目した変状事例 Ⅱ-21
4.1.1　踏み抜きに関する変状事例① Ⅱ-21
4.1.2　踏み抜きに関する変状事例② Ⅱ-22
4.2　中空型枠上部の床版厚計測事例 Ⅱ-26
4.2.1　中空型枠上部の床版厚計測事例 Ⅱ-26
4.2.2　電磁波レーダーの調査結果の分析 Ⅱ-27
4.2.3　中空型枠上部の床版厚計測事例の分析 Ⅱ-29
4.3　中空型枠内の滞水に着目した変状事例 Ⅱ-32
4.3.1　滞水に関する変状事例① Ⅱ-32
4.3.2　滞水に関する変状事例② Ⅱ-36
4.3.3　滞水に関する変状事例③ Ⅱ-39
4.4　中空型枠の浮き上がりや滞水の本研究での事例収集に関するまとめ Ⅱ-42
4.4.1　中空型枠の浮き上がりについて Ⅱ-42
4.4.2　中空型枠内の滞水について Ⅱ-42
5 章.　浮き上がりが生じた中空床版橋の耐荷性能に関する既往研究の調査 Ⅱ-45
5.1　概要 Ⅱ-45
5.2　既往の研究における中空床版の耐荷力検討モデルと評価方法 Ⅱ-45
5.2.1　中空型枠の浮き上がりにより踏み抜きに至る過程 Ⅱ-45
5.2.2　既往の研究における耐荷力検討モデルと試算 Ⅱ-46
5.3　既往の研究を踏まえた本研究での検討方針 Ⅱ-48
6 章.　床版厚が耐久性に及ぼす影響に関する数値解析 Ⅱ-49
6.1　踏み抜きに対する数値解析による検証 Ⅱ-49
6.1.1　中空床版橋の耐久性の観点からの検討 Ⅱ-49
6.1.2　三次元 FEM 解析による応力分布や累積損傷の拡がりの推定 Ⅱ-50
6.2　解析結果に基づく点検時の着目点及び補修時の留意事項 Ⅱ-71

7 章.　中空型枠の浮き上がりや型枠内部の滞水の影響に関する状態の評価のまとめ Ⅱ-72
7.1　踏み抜き、浮き上がり Ⅱ-72
7.2　滞水 Ⅱ-72

Ⅱ-1 中空床版橋の健全性評価

1章.　概要

1.1 研究の背景と目的

コンクリート床版橋に分類される場所打ちコンクリート中空床版橋（以下、中空床版橋）は、中空型枠を用いて、コンクリート床版を空洞化させた橋梁形式であり、1950 年代より普及している。現在、中空床版橋特有の損傷事例として、中空型枠上部の踏み抜き、中空型枠内の滞水、中空床版下面の漏水、ひびわれなどの変状発生が報告されている。これらの変状は、施工時の中空型枠の浮き上がりに起因した床版のコンクリート厚さの不足や、鉄筋コンクリート構造としての床版ひびわれが原因となっている可能性がある。構造的な特徴からは、今後も、同様の損傷が生じることが考えられ、内部での滞水や踏み抜きに対する予防的な対応など、合理的な維持管理方法が求められる。そこで、本研究は、中空床版の踏み抜きや中空部での滞水に対する調査、対策方法について調査、検討を行うものである。以下に概要を記す。

中空型枠上部の踏み抜きについて

2015 年（平成 27 年)、高速道路の中空型枠上部の床版の踏み抜き発生を受けて、国土交通省では、直轄道路のうち RC・PC 中空床版橋 388 橋を対象とした床版厚の一斉調査を実施した。388 橋のうち 30%あまりでコンクリートの床版厚さが標準的な値を下回っている可能性が報告された。一方で、厚さが、強度や疲労耐久性に与える影響については知見がない。

そこで、本研究は、中空床版橋の中空型枠上部のコンクリートの踏み抜きに対する調査や対策に有用な知見を得ることを目的に、中空床版橋に関する技術基準の変遷、関連する変状事例や中空型枠上部の床版厚の計測の事例、中空型枠上部のコンクリート厚さに応じた強度や疲労耐久性に関する数値解析等を行う。

中空型枠内部の滞水や中空床版下面の漏水、ひびわれについて

建設当初から中空型枠には滞水防止のために排水性を有する水抜き孔が設置されている場合もあるが、その設置の方法と水抜きの機能の関係について定まった知見はない。そこで、本研究は、中空型枠に水が浸入してもある程度の排出がなされるような対策の方法について、実験的な検討を行う。

なお、これらの研究は、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、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、PC 建協）の 3 者で共同研究を実施したものである。

1.2 研究の流れ

本章の構成は、**図**-1.2.1 及び以下に示す。

「**１章 概要**」では、本研究の背景及び目的、研究の流れを示す。

「**２章 中空床版橋の概要**」では、現在の中空床版橋の整備状況や、構造概要・設計理論・施工概要を示す。

「**３章 中空床版橋に関する技術基準の変遷**」では、中空床版橋の踏み抜きに関わる中空型枠（円筒型枠）の浮き上がり防止や、滞水に関わる水抜き孔などの基準類の変遷を調査し、当該部材に対する要求性能を整理した。

「**４章 中空床版橋の変状事例の調査**」では、中空型枠上部の踏み抜き事例や中空型枠上部の床版厚計測事例、中空型枠内への滞水事例の収集・整理を行う。その上で、変状の特徴、他の情報との関連性などを分析した。

「**５章 浮き上がりが生じた中空床版橋の耐荷性能に関する既往研究の調査**」では、浮き上がりが生じた中空床版橋の耐荷性能の評価に関する既往の研究事例を調査し、健全性を評価するための観点から分析した。

「**６章 床版厚が耐久性に及ぼす影響に関する数値解析**」では、数値解析により、中空型枠上部のコンクリート厚さと初期応力による耐荷性能、及び繰り返し荷重による疲労耐久性の関係を求め整理する。

「**７章 中空型枠の浮き上がりや型枠内部の滞水の影響に関する状態の評価のまとめ**」では、2～6章を踏まえて中空床版橋における中空型枠の浮き上がりによる踏み抜きや中空型枠内部への滞水の影響に関する状態の評価について、本研究で得られた知見を整理する。

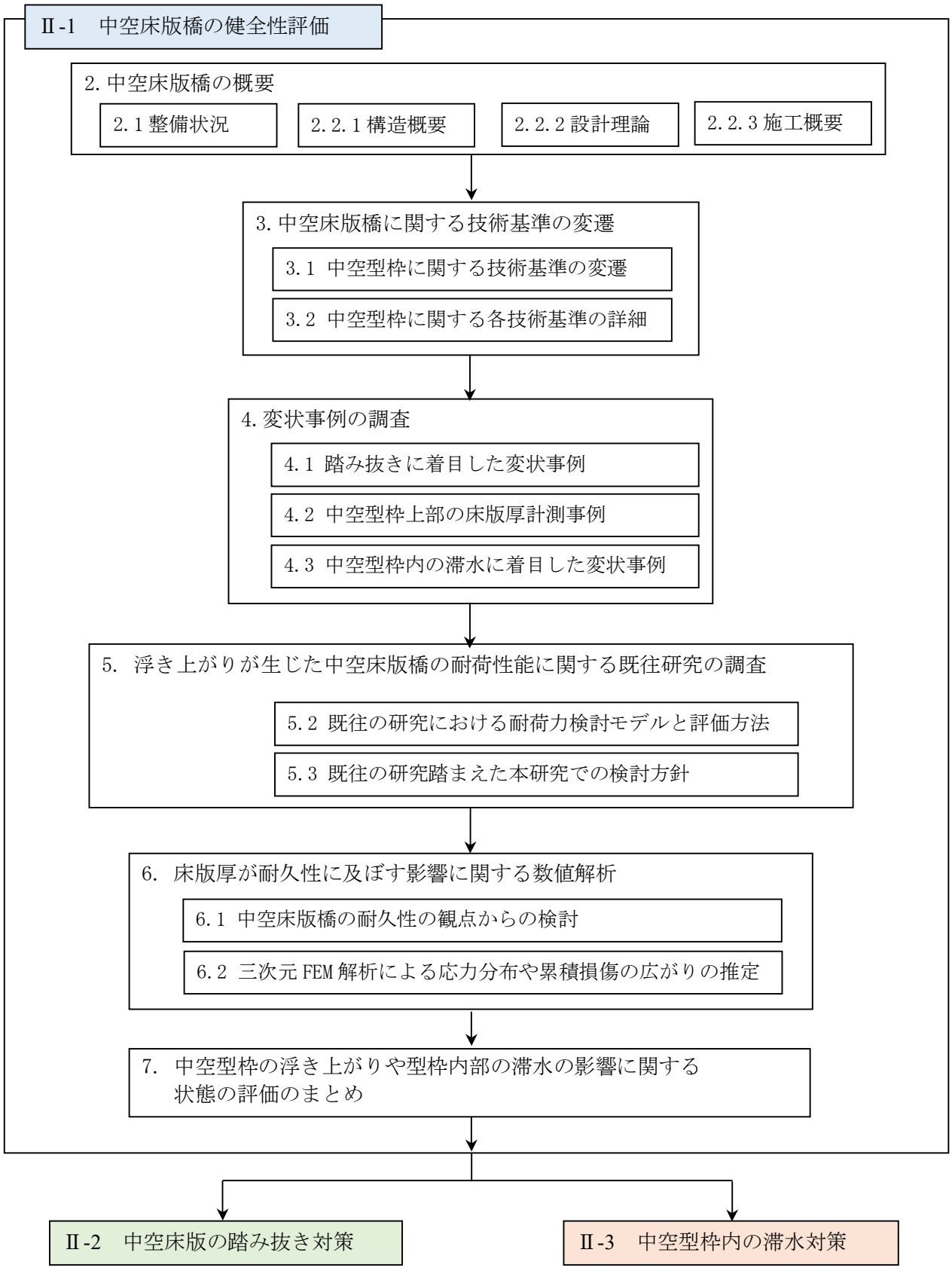

Ⅱ-1　中空床版橋の健全性評価
2. 中空床版橋の概要
2.1 整備状況
2.2.1 構造概要
2.2.2 設計理論
2.2.3 施工概要
3. 中空床版橋に関する技術基準の変遷
3.1 中空型枠に関する技術基準の変遷
3.2 中空型枠に関する各技術基準の詳細
4. 変状事例の調査
4.1 踏み抜きに着目した変状事例
4.2 中空型枠上部の床版厚計測事例
4.3 中空型枠内の滞水に着目した変状事例
5. 浮き上がりが生じた中空床版橋の耐荷性能に関する既往研究の調査
5.2 既往の研究における耐荷力検討モデルと評価方法
5.3 既往の研究踏まえた本研究での検討方針
6. 床版厚が耐久性に及ぼす影響に関する数値解析
6.1 中空床版橋の耐久性の観点からの検討
6.2 三次元 FEM 解析による応力分布や累積損傷の広がりの推定
7. 中空型枠の浮き上がりや型枠内部の滞水の影響に関する
状態の評価のまとめ
Ⅱ-2　中空床版の踏み抜き対策
Ⅱ-3　中空型枠内の滞水対策

図- 1.2.1　**研究フロー**

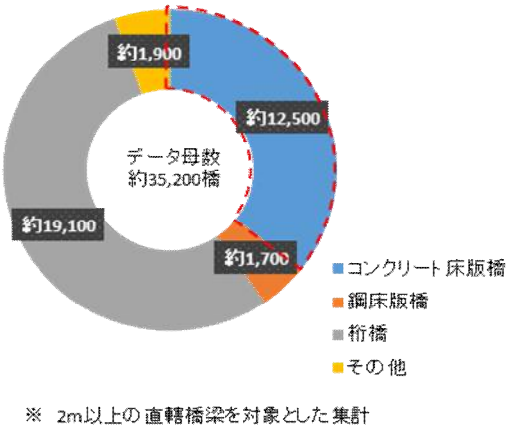
2章.　　中空床版橋の概要

2.1 整備状況

コンクリート床版橋は、多数整備されている橋梁形式である。国土交通省が管理している橋梁では約 12,500 橋が整備されている(**図**- 2.1.1)。そのうち、中空床版橋は約 30%を占めている。

コンクリート床版橋は、1960 年代に最も多く整備されており、約 6 割にあたる 8,000 橋以上が建設後 50 年を超えている(**図**- 2.1.2)。このうち、中空床版橋は 5,000 橋以上を占めている。

（国土交通省が管理する道路橋の定期点検の 2016 年までの調書から集計）



※　2m以上の直轄橋梁を対象とした集計

図- 2.1.1　構造物形式別橋梁数

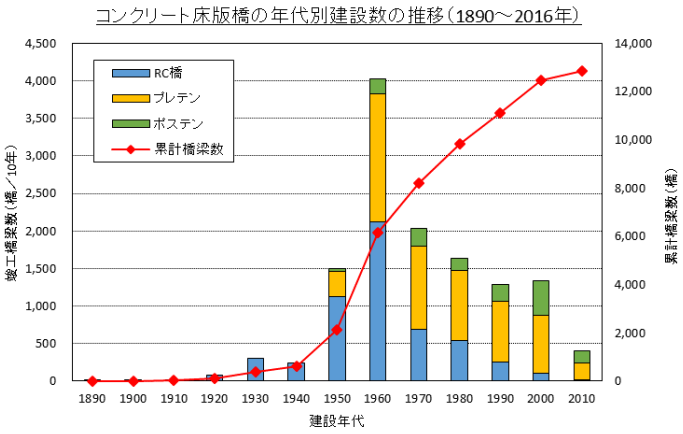


図- 2.1.2　コンクリート床版橋の建設年代推移

2.2 中空床版橋の構造概要

2.2.1　構造概要

本研究で着目する中空床版橋の概要図を**図**- 2.2.1 に示す。中空床版橋は、版厚を薄くできることから、他の構造に比べ桁高が低いという特徴があり、床版橋で最も一般的に採用される断面形状である。また、円筒の中空型枠により桁の空洞化が図れることにより、自重を低減することができる。

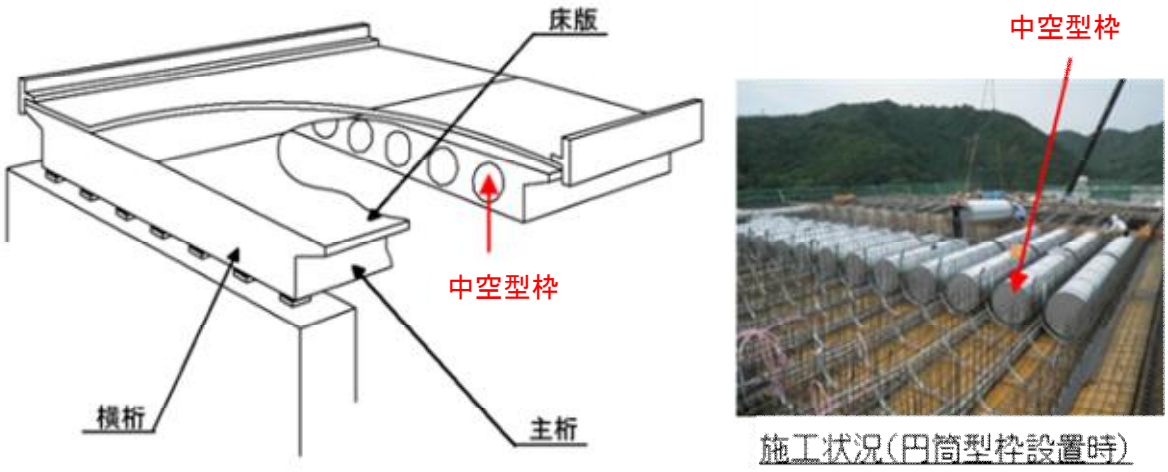


図- 2.2.1　中空床版橋の概要図

2.2.2 設計理論

中空床版橋の設計理論は、例えば文献 2)によくまとまっている。**図**-2.2.2 に概念図を示す。中空型枠上部に載荷される輪荷重に対する抵抗は、載荷面とウェブの間に生じる圧縮応力域（③）と、それと床版下面との間での圧縮応力域（①、②）からなるアーチに近いストラット-タイの形成を前提としている。また、中空型枠周辺のコンクリートに生じ得る局所的な引張応力③に対しては、引張鉄筋としてスターラップを配置することで抵抗させている。現在の設計では、少なくとも中空型枠上部コンクリートの厚さは 150mm 以上確保するようにされているが、中空型枠が浮き上がることで、中空型枠上部のコンクリート厚が薄くなり、圧縮ストラット①が水平に近づくため、アーチ的な耐荷機構が形成されず、梁としての耐荷機構に近づいていく。このような応力分布は、文献 3)における 2 次元弾性 FEM の結果からも見て取れる。また、文献 4)では、中空型枠の浮き上がりを模擬した載荷試験が実施されており、中空型枠上部のコンクリート厚の相違により押し抜きせん断耐力に差異が生じることが確認されている。

一方、中空型枠の位置、中空型枠上のコンクリートの厚さ、輪荷重の載荷位置などと中空型枠上のコンクリートの疲労耐久性との関係性について知見がない。この検討結果は **6 章**で別途報告する。

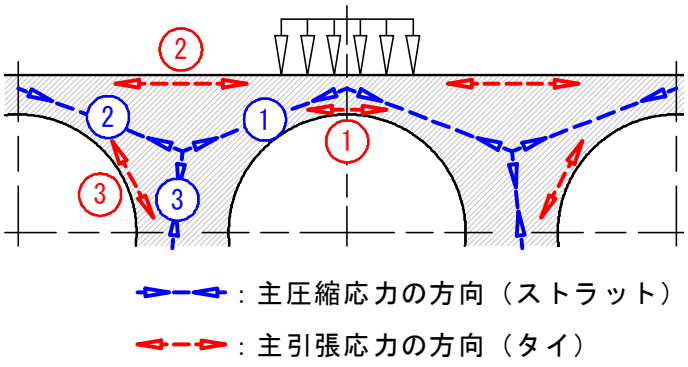


図-2.2.2　**中空床版橋の設計概要図**

2.2.3 施工概要（施工手順）

中空床版橋は、一般的に枠組式支保工や支柱式支保工などの固定式支保工を用いて、**図**-2.2.3 に示す施工手順にて施工される。中空床版橋特有の中空型枠の施工は、中空型枠の浮き上がり防止のための上下バンド・フラットバー・固定ナット・ボルト・P コン、中空型枠の橋軸方向・橋軸直角方向への移動防止のための変位防止固定鉄筋を設置し、固定する（**図**-2.2.4）。1950 年からこの形式の橋の建設が始まり、中空型枠の固定にあたっては施工法の特徴から、中空型枠の浮き上がり、移動及び変形に対する留意が必要であることが知られていたが、標準的な固定方法は存在しなかった。平成 12 年（2000 年）になって初めて、PC 建協は具体的な中空型枠の固定方法、施工管理方法を提案した（**図**-2.2.4）。提案には、例えば中空型枠の設置時には、固定ナットの締め込み、上下バンドの緩みの有無・配置間隔を検討するとともに、コンクリート打設時には打設速度や 1 層当たりの打ち込み高さ等を管理し、中空型枠の浮き上がり・移動・変形などに配慮して施工することが含まれている。令和 2 年には、これらの内容は、日本道路協会のコンクリート橋施工便覧にも反映されており、現在、多くの橋で少なくともこの提案の内容については対応されていると考えられる。

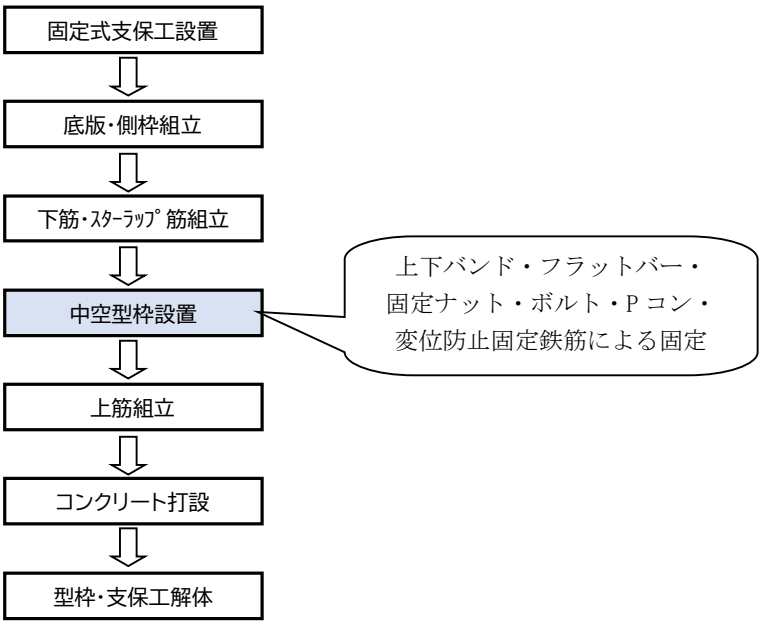


図-2.2.3　中空床版橋の施工手順（RC 構造）

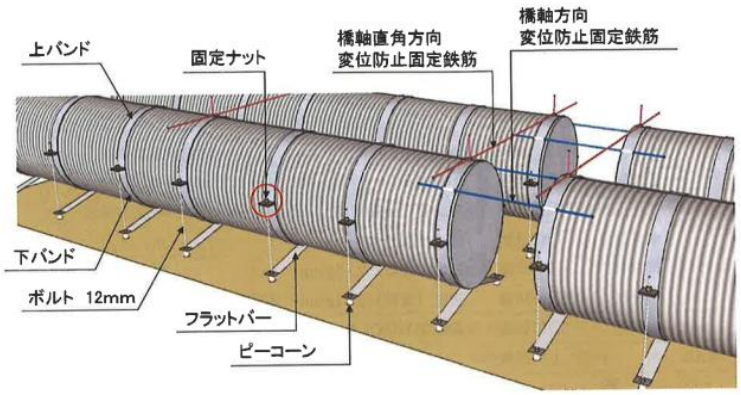


図-2.2.4　中空型枠固定例 [5)]

【2 章の参考文献】

1) 横道英雄：土木学会監修 コンクリート橋，(株)技報堂，pp.197，1962.
2) 飯土井剛、唐木正史、平野至史、窪田光作：上床版厚が不足する中空床版橋の応力性状及び耐荷力照査方法等の検討，土木学会構造工学論文集 Vol.65A，pp634～pp645，2019 年 3 月
3) 松下拓樹、安里俊則、福田雅人、徳光卓：中空床版橋の円筒型枠直上部の床版厚が床版の耐荷性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp343，2017
4) コンクリート系床版の疲労耐久性の解析的評価手法の開発，国総研資料第 844 号，2015.3
5) 施工計画書［場所打ち編］作成の手引き，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会，参 45，2017.7

3章.　中空床版橋に関する技術基準類の変遷

3.1 概要

中空型枠の浮き上がりや変形の防止に関連した技術基準類の変遷を整理する。さらに、今後の変状発生を防止するため、技術基準の課題を抽出する。

3.2 中空型枠に関する技術基準類の調査結果

中空型枠に関する技術基準類の変遷調査は、国土交通省土木工事共通仕様書[7]、道路橋示方書[8]、コンクリート道路橋施工便覧[9]、日本道路公団土木工事共通仕様書[10]、PC 建協の通達[11]を対象とした。調査結果を、水抜き孔、浮き上がり・移動、変形に分類し、**図**- 3.2.3 に整理する。

(1)中空型枠の水抜き孔に関する基準類

・平成 10 年（1998 年）コンクリート道路橋施工便覧に、「水抜き孔を必ず設けなければならない」と初めて示されているが、水抜き孔の径や配置細目（配置箇所や個数）に関する詳細は示されていない。

・平成 13 年（2001 年）、PC 建協では、協会員へ、中空型枠内部の滞水防止や維持管理性を踏まえた水抜き孔の径（φ25mm 以上）の標準を通知している。

・令和 2 年（2020 年）コンクリート道路橋施工便覧の 12.3.1 型枠材料、(4)薄鉄板製円筒型枠において、初めて水抜き孔の設置詳細図が示されている。（**図**- 3.2.1）

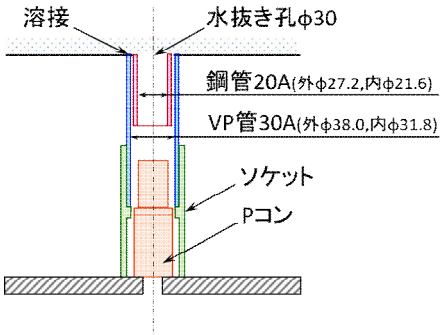


図- 3.2.1　**水抜き孔の設置詳細**（コンクリート道路橋施工便覧[9]を元に加筆）

(2)中空型枠の浮き上がりや移動に関する基準類

・昭和 43 年（1968 年）道路橋示方書や昭和 59 年（1984 年）コンクリート道路橋施工便覧にて、浮き上がりや移動への対応が必要であることが示されているが、具体的な対応方法を示す規定までには至っていない。

・平成 8 年（1996 年）以降の国土交通省土木施工管理基準において、浮き上がり防止装置の設置が示されているが、具体的な対応方法は示されていない。

・平成 13 年（2001 年）、PC 建協では、協会員へ、浮き上がり防止の具体例を通知している。（**図**- 3.2.2）

・令和 2 年（2020 年）に初めて、コンクリート道路橋施工便覧 12.3.1 型枠材料、(4)薄鉄板製円筒型枠において、中空型枠の浮き上がりや移動防止の具体的な対応方法が示されている。

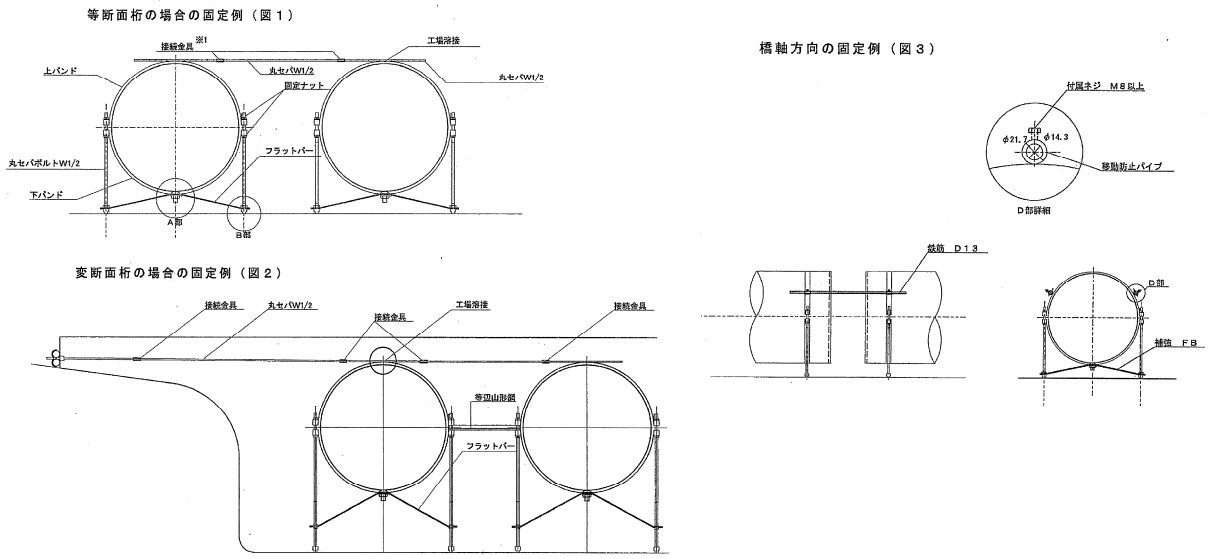


図- 3.2.2　中空型枠の固定方法の具体例

（中空型枠に関する通達事項 No. 12-307 平成 13 年 2 月、（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会[11] より抜粋）

(3)中空型枠の変形に関する基準類

・昭和 36 年以降の日本道路公団の土木工事共通仕様書に、中空型枠の変形に対する剛性確認として、床版用円筒型わく試験方法（曲げ載荷試験）が示された。その他の技術基準類には、中空型枠の変形防止に対する具体的な試験方法は示されていない。

・昭和 53 年（1978 年）道路橋示方書、昭和 59 年（1984 年）コンクリート道路橋施工便覧に型枠の材質・寸法・型枠形状の確認等が示された。

・平成 19 年（2007 年）に、高速道路のコンクリート中空床版橋工事に使用する中空型枠（円筒型枠）に関する不正が発覚した。1 者は強度試験結果を改ざん、1 者は過去の強度試験結果を流用していた。検討委員会を設置し、既設橋の点検や当該型枠に対する載荷試験や打設試験等を行っている。試験で得られた変形が中空型枠に生じても、耐荷性能や耐久性能に大きな影響はないことを確認し、中空床版橋の安全性への長期的な影響はないと結論づけられた[6]。

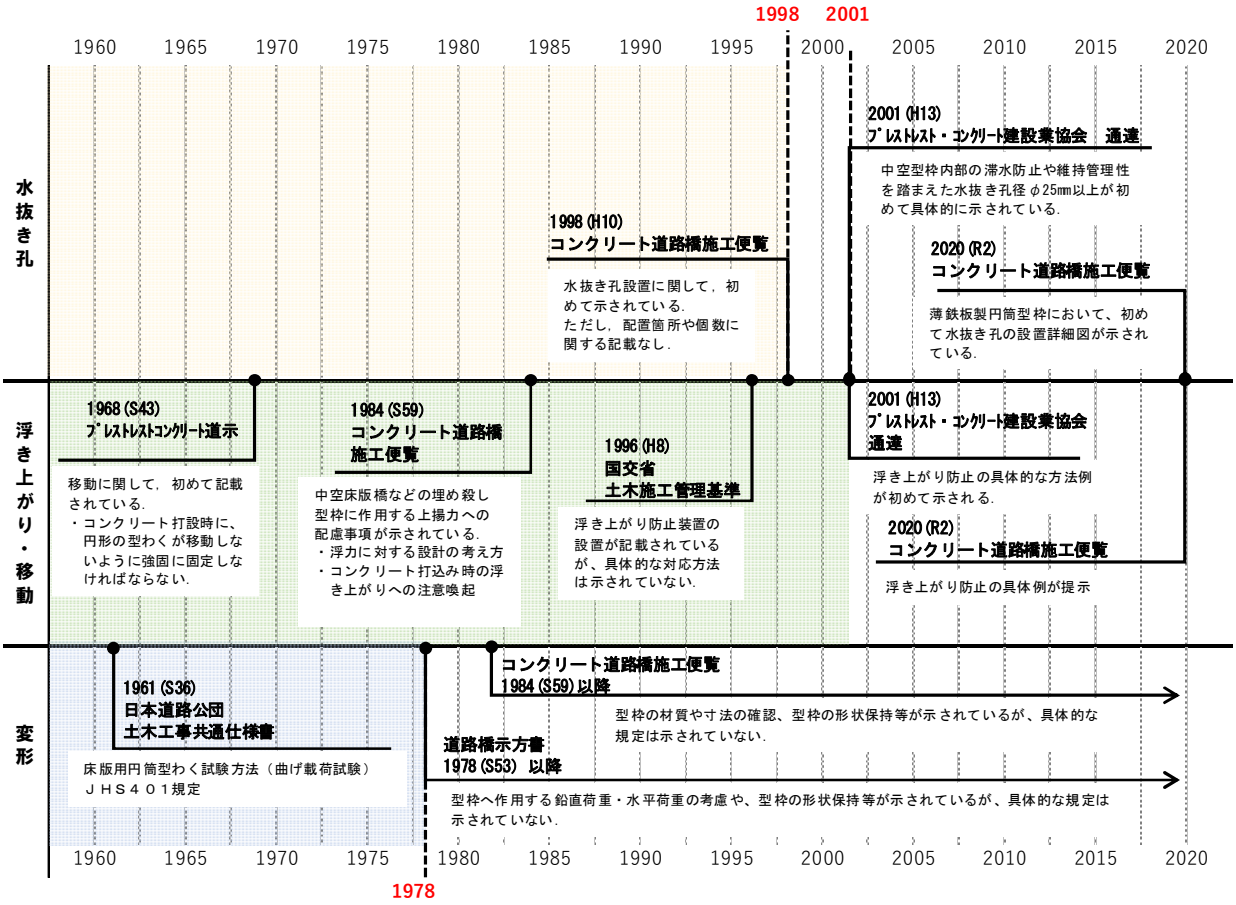


図- 3.2.3　中空型枠の技術基準の変遷

3.3 中空型枠に関する各技術基準の詳細

調査した技術基準の詳細内容を以下に示す。

(1)国土交通省　土木工事共通仕様書[7]に示される中空型枠に関する記載事項

・平成 7 年度(1995 年）以降は、以下の記載がある。

「受注者は、円筒型枠の施工については、コンクリート打設時の浮力に対して必要な浮き上がり防止装置を設置しなければならない。」

・平成 20 年度（2008 年）以降の特記仕様書には、以下の記載がある。

「受注者は、円筒型枠の強度等が確認できる資料を事前に監督職員に提出しなければならない。」

(2)道路橋示方書[8]等に示される中空型枠に関する記載事項

表- 3.3.1 に整理して示す。発行年月時点で追記や修正がされた内容に下線を付した。

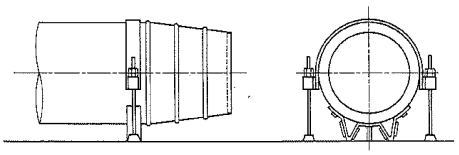
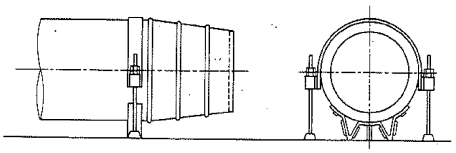
表- 3.3.1　道路橋示方書における中空型枠に関する記載 [8)より抜粋]

発行年月	道路橋示方書　Ⅲ　コンクリート橋編
S39(1961).6	・記載なし　※なお、当時の基準類は、「鉄筋コンクリート道路橋設計示方書」である。
S43(1968).3	・【解説】コンクリート打設時に、円形の型わくが移動しないように強固に固定しなければならない。 ※プレストレスト・コンクリート道路橋示方書
S53(1978).1	・型わくおよび支保工は、施工中に作用する荷重で起こり得る最も不利な組合せに対して十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 ・型わくおよび支保工は 14.12.3（部材寸法）に規定される施工精度を満足するものでなければならない。 ・型わくの設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型わく、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備などの重量および衝撃などを、水平方向荷重として、まだ硬化しないコンクリートの側圧を、考慮しなければならない。 ・型わくおよび支保工に用いられる材料の許容応力度などは、「労働安全衛生規則」（労働省）などに定められた値とする。ただし、使用する材料の損傷の程度に応じて許容応力度を低減しなければならない。
H2(1990).2	・型わくおよび支保工は、施工中に作用する荷重により起こり得る最も不利な組合せに対して十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 ・型わくおよび支保工は、16.13.3（部材寸法）に規定される部材寸法の施工精度を確保できるように、その形状および位置を正確に保たなければならない。 ・型わくの設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型わく、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備などの重量および衝撃などを、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を、考慮しなければならない。
H6(1994).2	同　上
H8(1996).12	同　上
H14(2002).3	・型わく及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起こり得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 ・型わく及び支保工は、完成した構造物が所定の性能を確保できるように、その形状及び位置を正確に保たなければならない。 ・型わく及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわないように配慮しなければならない。 ・コンクリート打設に伴う型わく及び支保工のたわみの影響について、これをあらかじめ予測し、部材に悪影響をおよぼさないような措置を講じなければならない。 ・型わくの設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型わく、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設等の重量及び衝撃等を考慮するものとする。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮しなければならない。 ・型わく及び支保工は、所定の出来形を満足するように施工しなければならない。
H24(2012)	同　上
H29(2017).11	・型わく及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起こり得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 ・型わく及び支保工は、完成した構造物が所定の性能を確保できるように、その形状及び位置を正確に保たなければならない。 ・型わく及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわないように配慮しなければならない。 ・型枠及び支保工の設計及び施工にあたっては、コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、設計の前提条件の確保並びに完成部材に悪影響を及ぼさないような措置が講じられなければならない。 ・型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設等の重量、衝撃等を考慮するものとする。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮しなければならない。 ・型わく及び支保工は、所定の出来形を満足するように施工しなければならない。 ・型枠及び支保工は、コンクリート打ち込み前に、部材等が所定の出来形を満足するような寸法で堅固に設置されていることを確認する。

(3)コンクリート道路橋施工便覧[9]に示される中空型枠に関する記載事項

表- 3.3.2 に整理して示す。発行年月時点で追記や修正がされた内容に下線を付した。

表- 3.3.2　**コンクリート道路橋施工便覧における中空型枠に関する記載**[9]より抜粋

発行年月	コンクリート道路橋施工便覧
S59(1984).2	5.2.3 特殊荷重の例示 ・中空床版橋などの埋殺し型枠に作用する上揚力 ・埋殺し型枠の上揚力の計算には、コンクリートの単位体積重量を 2350kg/m³ として浮力の計算をするのがよい。 また、この浮力に対して、取付けボルトの設計をする場合には、コンクリート打設時の衝撃等を考慮して 40%の荷重の割増しを行って検討するのがよい。  図-5.7　円筒型枠の固定方法 ・型枠の設置にあたっては、各部材のすき間がずれないようにしておく必要がある。 5.6.1 組立て(1)型枠の組立て，型枠組立てに際し注意すべき事項 ・円筒埋殺し型枠を使用する場合には、一般に図-5.7 のような方法などによりコンクリート打込みによる浮上がりを防止しなければならない。 5.6.2 検査 ・型枠の形状、寸法は、構造物の出来上がり寸法が、[道示Ⅰ，Ⅲ]14.12.3 の部材寸法の施工精度を満足に組み立てられている必要がある。 12.3.1 検査項目、表-12.2 ・材質、厚さ、形状、位置、寸法、固定保持方法、欠陥の有無（ずれ、穴等）
H10(1998).1	5.2.5 特殊荷重の例示 ・中空床版橋などの埋殺し型枠に作用する揚圧力 ・埋殺し型枠の上揚力の計算には、コンクリートの単位体積重量を 2350kg/m³ として浮力の計算をするのがよい。 ・型枠の設置にあたっては、各部材のすき間がずれないようにしておく必要がある。  図-5.7　円筒型枠の固定方法 5.3.1 型枠材料 (4) 薄鉄板製円筒型枠 ・薄鉄板製円筒型枠は、中空床版橋などで用いられており、工事位置付近で薄肉鋼板をスパイラル鋼管に成形して製作することが多い。この種の型枠は、コンクリート構造物の内部に閉断面を形成するものであるので、水抜き孔を必ず設けておかなければならない。 5.6.1 組立て(1)型枠の組立て、型枠組立てに際し注意すべき事項 ・円筒埋殺し型枠を使用する場合には、一般に図-5.7 のような方法などによりコンクリート打込みによる浮上がりを防止することが望ましい。 12.3.3 品質の確認/型枠工、型枠材組立て検査 ・型枠工については、支保工の場合と同様に、型枠部材が指定された材質および寸法のものであることを確認することに加えて、できあがったコンクリート部材が[道示Ⅲ]17.13.3 に規定される部材寸法の施工精度を確保できるように、型枠工の形状および位置が正確に保たれていることを確認することが重要である。 ・コンクリート打ち込み前および打ち込み中に作用する荷重に対して、型枠のはらみ、モルタルの漏れ、移動、傾き、沈下、接続部の緩みなどの異常の有無を確認し、必要に応じて直ちに適切な処置をとり、危険を防止する必要がある。 ・型枠工の品質の確認の一例：表-12.11 型枠の材料および締付け材の種類・材質・形状寸法、締付け材の位置・数量、型枠の形状寸法および位置
R2(2020).9	12.2.6 特殊荷重の例示 ・中空床版橋などの埋殺し型枠に作用する揚圧力 ・埋殺し型枠の上揚力の計算には、コンクリートの単位体積重量を 23.5KN/m3 として浮力の計算をするのがよい。 ・型枠の設置にあたっては、各部材のすき間がずれないようにしておく必要がある。 12.3.1 型枠材料(4)薄鉄板製円筒型枠

・薄鉄板製円筒型枠は、中空床版橋などで用いられており、工事位置付近で薄肉鋼板をスパイラル鋼管に成形して製作することが多い。この種の型枠は、コンクリート構造物の内部に閉断面を形成するものであるので、中空部に滞水が生じないように、水抜き孔を設ける必要がある。（図-12.3.2 参照）また、水抜き穴をファイバースコープ等が挿入できる径以上とすると供用後の維持管理に有用である。

12.6.1 組立て(1)型枠の組立て、2)型枠組立に際し注意すべき事項

・円筒埋設型枠を使用時に、円筒型枠が浮き上がり、床版厚が不足した事例があるので注意が必要である。図-12.6.1 から図 12.6.3 に円筒型枠の固定方法の例を示すが円筒型枠の施工及び管理にあたっては、次のことに留意する必要がある。

a)円筒型枠の固定には、通常スチールバンドが使用され、型枠支保工に固定されるが、バイブレータの振動等によりナットが緩み、スチールバンドが外れることがあるため、ボルトのねじ山を点検するとともに、二重ナットとして緩みが生じないようにするのがよい。

b)スチールバンドと型枠支保工をつないでいるボルトが切れる可能性があるため、コンクリート打ち込み時の浮力に十分抵抗できるように、ボルト径を大きくするか、スチールバンドの間隔を小さくする等の対策が必要である。

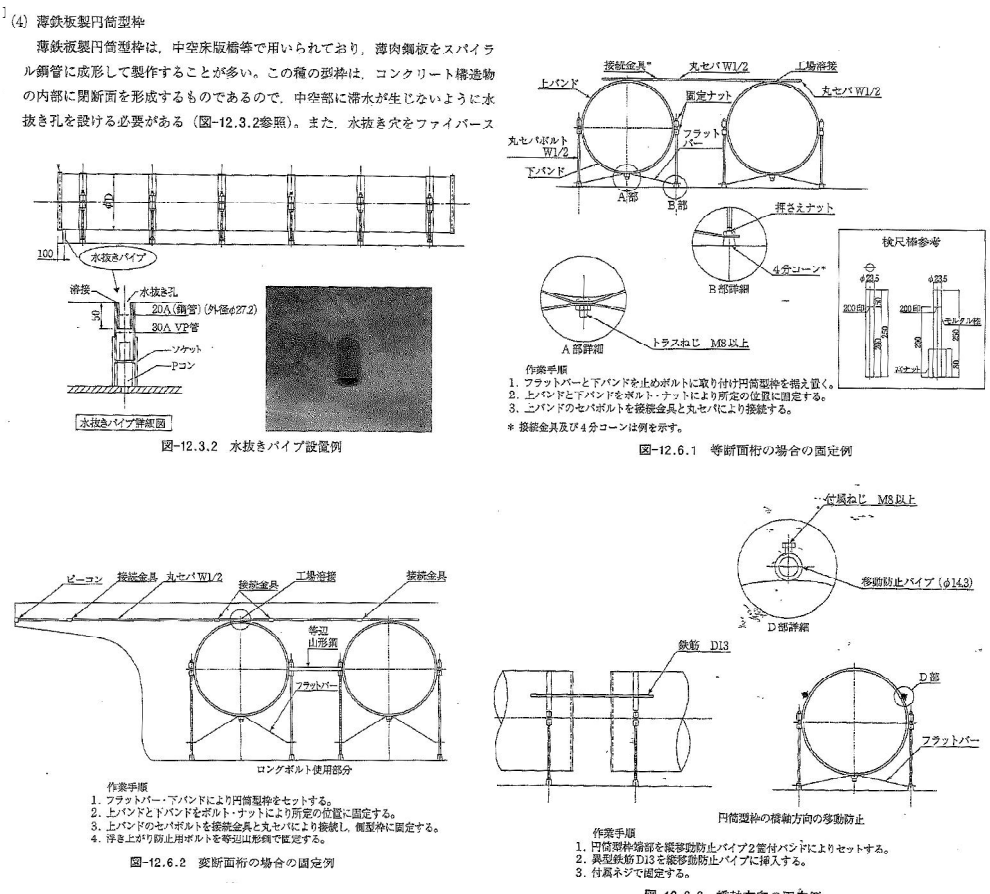
c)スチールバンドが型枠支保工にではなく、合板やその下の鋼管等に固定されている場合には型枠ごと浮き上がる可能性があるため、コンクリートの打ち込み前に、型枠支保工の下部に固定されているかチェックする必要がある。

d)コンクリート打ち込みの際に、スランプの大きいコンクリートを使用したり、1回の打ち込み高を高くしすぎると、型枠にかかる側圧が大きくなるばかりでなく、浮力が急激に作用するため、1回の打ち込み高さをおおきくしないように配慮する必要がある。

e)円筒型枠の天端に検尺棒等を取り付け、所要の床版厚さが確保されているかを確認する必要がある。

・円筒型枠の固定方法や、コンクリート打ち込み時の留意点については、「施工計画作成の手引き[場所打ち編]2017 年改訂版 7.6 主桁製作工」（プレストレスト・コンクリート建設業協会）を参考にするとよい。

R2(2020).9



12.6.2 施工精度

・コンクリートを打ち込む前に型枠及び支保工の施工精度を確認する必要がある。型枠及び支保工法は、[道示Ⅲ]表-解 17.14.1 に示される部材寸法の施工精度を確保できるよう組立てられる必要がある。

R2(2020).9	12.6.3 コンクリート打ち込み中の注意 ・コンクリート打ち込み中に、型枠のはらみ、モルタルの漏れ、移動、傾き、沈下、接続部のゆるみ、その他異常の有無を検査する必要がある。 ・これまでの型枠及び支保工の倒壊や部分的なはらみ出しの事例では、一般に、コンクリート打込みが終了する直前に発生することが多いので、打ち込みから監視体制を敷いておくのが望ましい。
R2(2020).9	3.3.3 検査/型枠工 ・型枠工の検査は、コンクリートの打ち込み前に行う必要がある。コンクリート打込み時及び打込み後に型枠が適当でないことが明らかになっても対処が難しいためである。 ・型枠工については、支保工の場合と同様に、型枠部材が指定された材質及び寸法のものであること、完成した部材が所定の部材寸法の施工精度を確保できるように、型枠工の形状及び位置が正確に保たれていることを確認することが重要である。 ・コンクリート打ち込み前および打ち込み中に作用する荷重に対して、型枠のはらみ、モルタルの漏れ、移動、傾き、沈下、接続部の緩みなどの異常の有無を確認し、必要に応じて直ちに適切な処置をとり、危険を防止する必要がある。 ・型枠工の品質の確認の一例：表-3.3.3 型枠の材料および締付け材の種類・材質・形状寸法、締付け材の位置・数量、型枠の形状寸法および位置

(4)日本道路公団（現 NEXCO）土木工事共通仕様書[10]に示される中空型枠の記載事項

S36(1961).9 土木工事共通仕様書から基本的な変更なし。

・床版用円筒型わく試験方法（曲げ載荷試験）の規定に合格するもので薄鉄板製とし、監督員の承諾を得るものとする。

・外径＝公称径。凹凸は 10 ㎜以下。

・設計図に示された位置に固定。打設にあたって移動、変形、浮上等が起こらないようにする。

試験方法(JHS401)の概要

① 供試体:2mの実物大
② 載荷方法:単純梁として載荷
③ 試験荷重と型わくの要求性能
- P＝11.3･D²α(半断面の浮力相当)
- Pで許容変位量Δr＝ 6P （≦ 10mm）
- 1.5Pで破壊または有害な変形が生じない

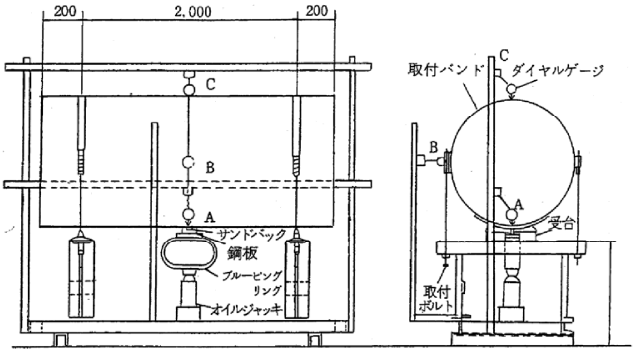


図- 3.3.1　日本道路公団-土木工事共通仕様書における中空型枠に関する記載 [10]

(5)（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会の中空型枠に関する通達事項[11]

2001年に、以下の内容について会員企業に通達している。

ＰＣ建協　No.12-307
平成１３年２月２２日

会員各位

(社) プレストレストコンクリート建設業協会
専　務　理　事　　安　井　常
施　工　部　会　長　　太　田

中空床版橋　円筒型枠の固定方法(案)、コンクリート打設例について

拝啓、時下ますますご清祥のこととお慶び申し上げます。

さて、中空床版橋に標準的に使用されている円筒型枠が、コンクリート打設時に浮力や側圧により移動した場合には、床版厚等の確保が困難になり、耐久性に重要な影響を与えることとなります。

そこで、今回会員各社の固定方法などをアンケート調査した結果に基づき、標準的な固定方法(案)とコンクリート打設方法例をまとめました。会員各社に於かれましては、下記の事項を考慮の上、中空床版橋を施工されるようお願いいたします。

円筒型枠の固定方法 ―――――――――― 対策１（例）

対策１－１　支持金具

施工計画時に支持金具の強度計算を行い、以下を確認する。

①支持金具のピッチ（コンクリート打設時の浮力と側圧を考慮する。最大２．０m以下、ボルト径１２mm以上）

②固定Uバンドの幅および厚さ

③固定Ｕバンドの許容引張応力度は「当該鋼材の降伏強さの値または、引張強さの３／４の値のいずれか小さい値の２／３の値以下とする」（安衛則　第２４１条）による。

④ボルトの許容引張応力度は「5.3 材料および許容応力度」（コンクリート道路橋施工便覧平成１０年版）による。

⑤円筒型枠固定用鋼製サドル（パテントスペイサー等）は使用しないこと。

円筒型枠固定用金具は上下Uバンドによることを標準とする。

対策１－２　橋軸直角方向の移動制御

等断面桁の場合・・・・・・　図－１　の固定方法を標準とする。

変断面桁の場合・・・・・・　図－２　の固定方法を標準とする。

変断面構造（斜材付きπ型ラーメン橋等）により、円筒型枠固定用のボルトが長くなり不安定となる場合は、図－２のように円筒型枠上面を鉄筋等により連結し側枠に固定するとともに、円筒型枠どうしを等辺山形鋼で接続し、コンクリート側圧による移動を防止する。

対策１－３　橋軸方向の移動制御

図－３　の固定方法を標準とする。

耐久性に関わる事項 ―――――――――― 対策２（例）

対策２－１　コンクリート打設時の充填確認

円筒型枠の下方にコンクリートが充填されていることを目視確認する。また打ち継ぎ目においては、旧コンクリートの再振動が可能な時間内に打ち継ぎ、旧コンクリートに10ｃｍ～20ｃｍ程度バイブレータを挿入する。(図―4)

対策２－２　非破壊検査、検尺棒等による床版厚の確認

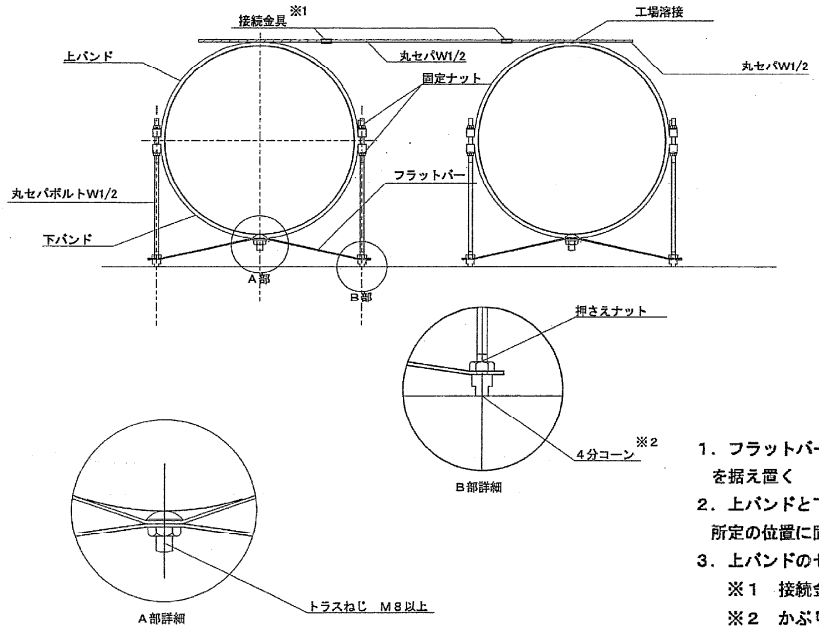
電磁波法等やモルタル製の検尺棒（図－5）により、コンクリート打設後の床版厚を確認する。

対策２－３　水抜き孔の確認および円筒型枠内の確認

水抜き穴が貫通していることと、円筒型枠内に帯水がないことを確認する。

また，水抜き穴は、供用後に維持管理のため、ファイバースコープなどが挿入できる径（φ25mm）以上とする。

等断面桁の場合の固定例（図１）



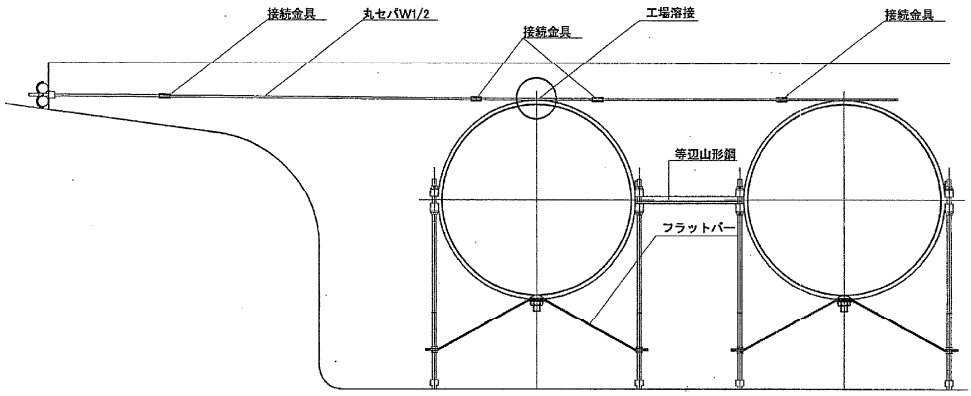
作業手順

1．フラットバーと下バンドを止めボルトに取り付け円筒型枠を据え置く
2．上バンドと下バンドをボルト・ナットにより所定の位置に固定する。
3．上バンドのセパボルトを接続金具と丸セパにより接続する。

※１　接続金具例：「ガチット」（岡部製）

※２　かぶり厚確保可能なコーン例：「ＣＴコーン」（スペーサー工業製）

変断面桁の場合の固定例（図２）

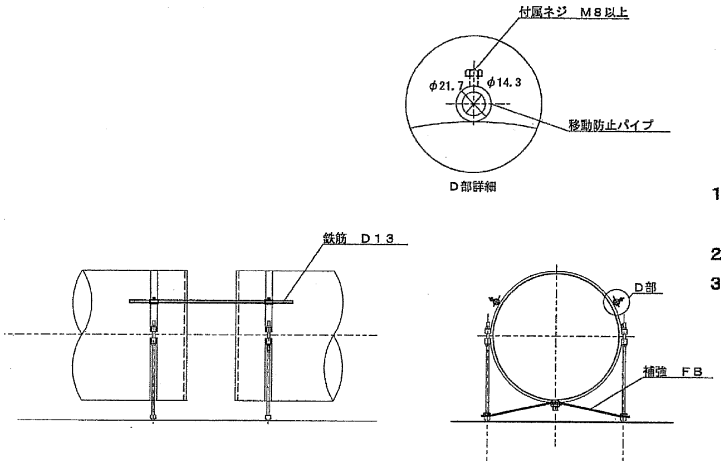


ロングボルト使用部分

作業手順

1．フラットバー・下バンドにより円筒型枠をセットする。
2．上バンドと下バンドをボルト・ナットにより所定の位置に固定する。
3．上バンドのセパボルトを接続金具と丸セパにより接続し、側型枠に固定する。
4．浮き上がり防止用ボルトを等辺山形鋼で固定する。

橋軸方向の固定例（図３）

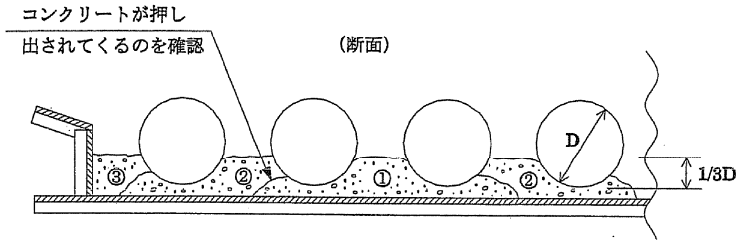


円筒型枠の橋軸方向の移動防止

作業手順

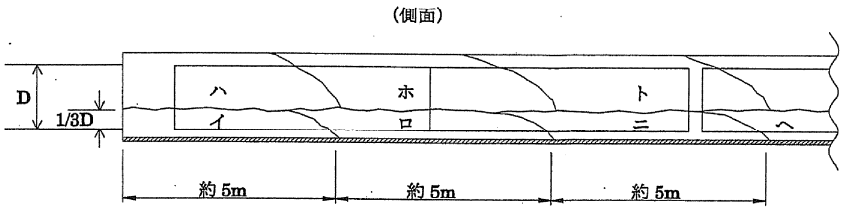
1．円筒型枠端部を縦移動防止パイプ２箇付取付バンドによりセットする。
2．異型鉄筋Ｄ１３を縦移動防止パイプに挿入する。
3．付属ネジで固定する。

コンクリートの打設例（図４）



打設順序

①部分の打設
↓
②部分の打設
↓
③部分の打設



打設順序　イ、ロ、ハ、ニ、ホ、ヘ、ト、・・・

＜打設時の注意事項＞

1）中桁から打設を行う。
2）円筒型枠の下を十分締め固める。
3）一層目の打設高は、円筒型枠径(D)の 1/3 程度までとする。
4）円筒型枠の移動が無いことを確認しながら打設する。
5）橋軸方向の打設長は 5m 程度とする。
6）打継ぎ面がコールドジョイントにならないように留意する。

図- 3.3.2　（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会の通達における中空型枠に関する記載 [11)]

【3 章の参考文献】

6) 井出 俊也，安川 義行，忽那 幸浩：コンクリート打設に伴う中空床版橋の円筒型枠の挙動に関する技術的検討，プレストレストコンクリート技術協会シンポジウム論文集，2008.11

7) 土木工事共通仕様書，国土交通省，1995～2021

8) 道路橋示方書・同解説，昭和 39 年 6 月，（社）日本道路協会，1961
道路橋示方書・同解説，昭和 53 年 3 月，（社）日本道路協会，1978
道路橋示方書・同解説，平成 2 年 3 月，（社）日本道路協会，1990
道路橋示方書・同解説，平成 6 年 2 月，（社）日本道路協会，1994
道路橋示方書・同解説，平成 8 年 12 月，（社）日本道路協会，1996
道路橋示方書・同解説，平成 24 年 3 月，（社）日本道路協会，2012
道路橋示方書・同解説，平成 29 年 11 月，（社）日本道路協会，2017

9) コンクリート道路橋施工便覧，昭和 59 年 2 月，（社）日本道路協会，1984
コンクリート道路橋施工便覧，平成 10 年 1 月，（社）日本道路協会，1998
コンクリート道路橋施工便覧，令和 2 年 9 月，（社）日本道路協会，2020

10) 土木工事共通仕様書，昭和 36 年 9 月，日本道路公団，1961

11) 中空型枠に関する通達事項 No.12-307，平成 13 年 2 月，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会，2001

4章.　　中空床版橋の変状事例の調査

本章では、中空型枠の浮き上がりや移動等と関連性を有すると思われる中空型枠上部の踏み抜きや中空型枠内への滞水の事例を整理する。

4.1 では、実際に生じた踏み抜きの事例と変状発生時の調査等を収集した。4.2 では、踏み抜きの原因の一つである中空型枠上部の床版厚不足を非破壊検査にて計測した事例を収集し、本研究にて傾向の分析を行った。4.3 では、床版下面の変状などから中空床版型枠内の滞水が疑われ、内部を調査した事例を収集した。4.4 では、これらの事例の収集と本研究での分析で得た知見を総括した。

4.1 踏み抜きに着目した変状事例

4.1.1 踏み抜きに関する変状事例①

(1)橋梁概要

構造形式：4 径間連続 RC 中空床版橋

竣 工 年：1987 年（昭和 62 年）

補修年度：2015 年（平成 27 年）

橋　　長：4@16.500m =66.000m



図- 4.1.1　舗装および床版の陥没状況

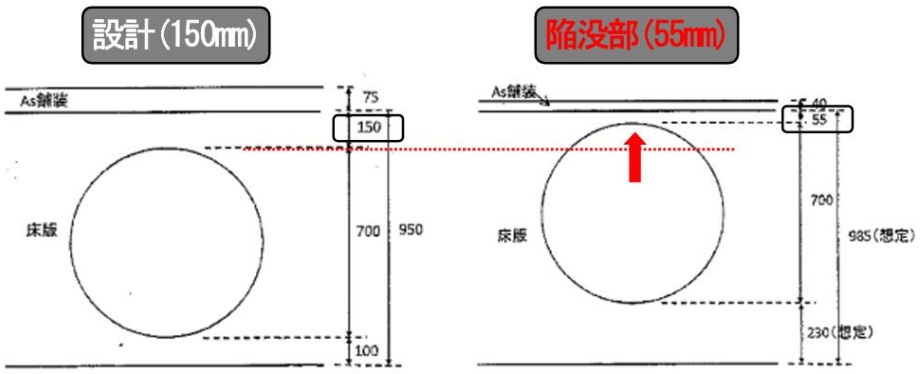


図- 4.1.2　中空型枠の浮き上がりによる床版

(2)変状概要

・中空床版橋の路面及び床版の踏み抜きが発生していた（**図**- 4.1.1）。舗装と床版はφ30 ㎝程度損傷し、鉄筋が露出して腐食が生じており、内部冠水が生じていた。

(3)調査方法及び結果

・現地計測の結果、設計値 150mm に対し実際の床版厚は 55mm であった（**図**- 4.1.2）。施工時に中空型枠が浮き上がったことが考えられる。

4.1.2 踏み抜きに関する変状事例②

(1)橋梁概要

構造形式：5 径間連続 RC 中空床版橋

竣 工 年：1965 年(昭和 40 年)/活荷重：TL-20

橋　　長：78.980m（支間長：15.600m+15.980m+3@15.600m）

線形条件：縦断勾配、横断勾配不明

本事例は、踏み抜きには至っていないものの、非破壊調査の結果、中空型枠の局所的な浮き上がりにより上床版厚が 30mm の箇所が見られ、鉄筋が床版コンクリートから露出している可能性が確認された事例である。2011 年に舗装のオーバーレイが行われているため、調査時点で舗装のひび割れ等は確認されていないものの、鉄筋露出が疑われる箇所では局所的に舗装のうきが生じていたことや、床版下面側には広域に様々な変状が生じていたことを確認している。

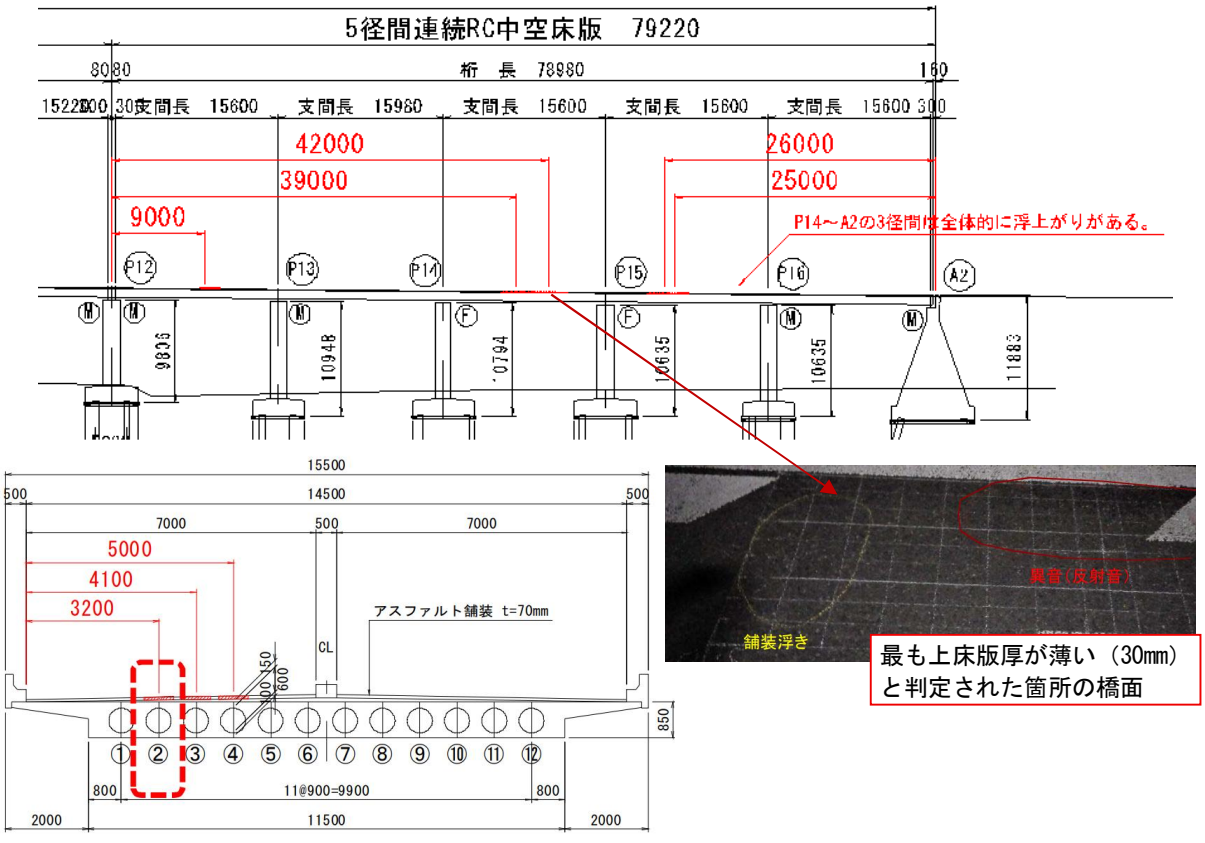


図- 4.1.3　橋梁図（上段：側面図，下段：断面図）



写真- 4.1.1　橋梁外観

(2)変状概要

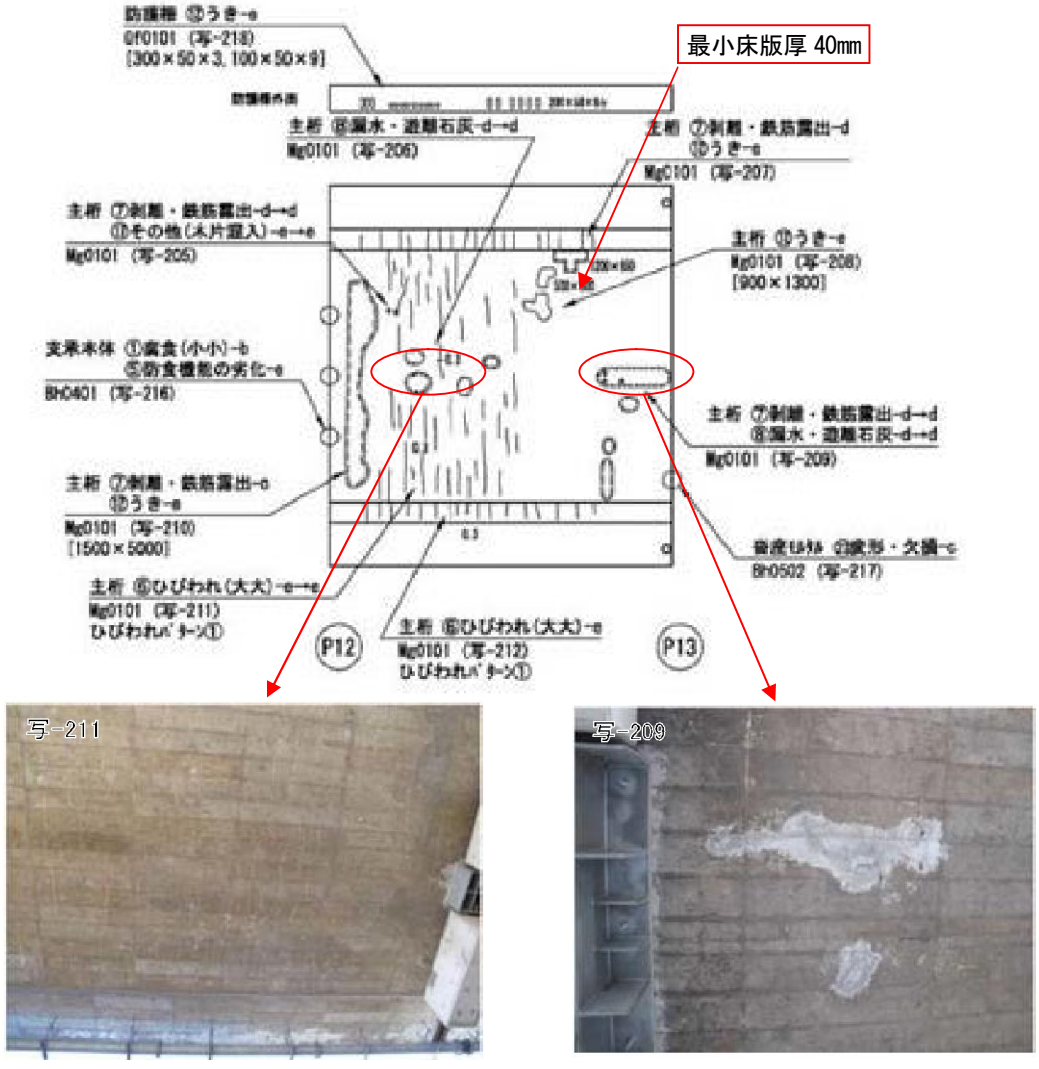


写真- 4.1.2　P12-P13 径間 床版下面変状状況（漏水・遊離石灰、ひび割れ）

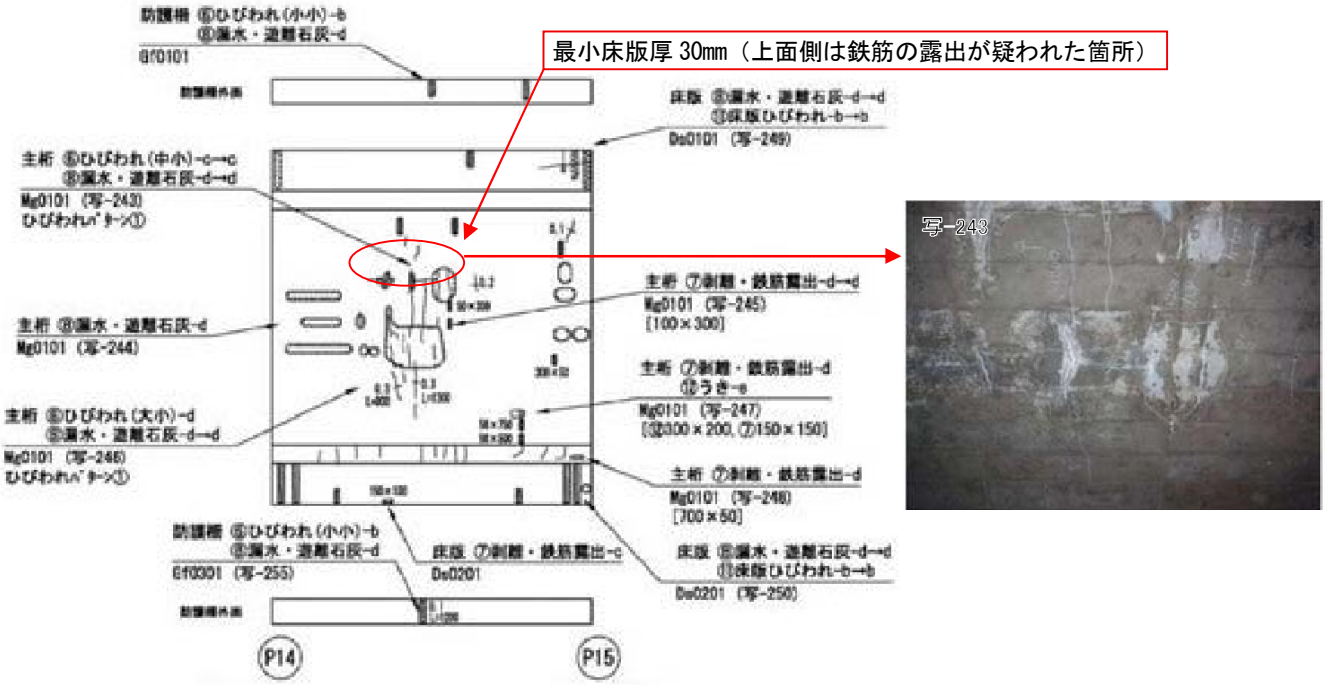


写真- 4.1.3　P14-P15 径間 床版下面変状状況（漏水・遊離石灰、ひび割れ）

○変状の考察

・床版下面に橋軸直角方向に複数のひび割れが確認された（**写真**- 4.1.2）。また、漏水・遊離石灰は橋軸方向に伸びており、等間隔で表れている箇所もある。

・鉄筋の露出が疑われた箇所の直下でも、複数のひび割れ及び漏水・遊離石灰の発生が確認された（**写真**- 4.1.3）。

・漏水・遊離石灰が橋軸方向に伸びていることや、変状の出ている間隔が中空型枠の配置間隔（900mm）に近いことから、中空型枠の位置と変状が出ている位置には関係性がある可能性がある。

・中空型枠の浮き上がりが確認されていることから、水抜き孔が脱落、移動、変形している可能性がある。

・床版下面に漏水・遊離石灰が発生していることから、水の浸入による中空型枠の滞水の可能性もある。

(3)調査方法及び結果

路面からの車載型電磁波レーダーによる探査も実施されており、その調査結果の抜粋を**図**- 4.1.4, **図**- 4.1.5 に示す。複数の中空型枠の浮き上がりが確認された。P12-P13 径間では最小床版厚 40mm、P14-P15 径間では最小床版厚 30mm であり、床版下面の損傷とおおむね位置が一致するとされている。

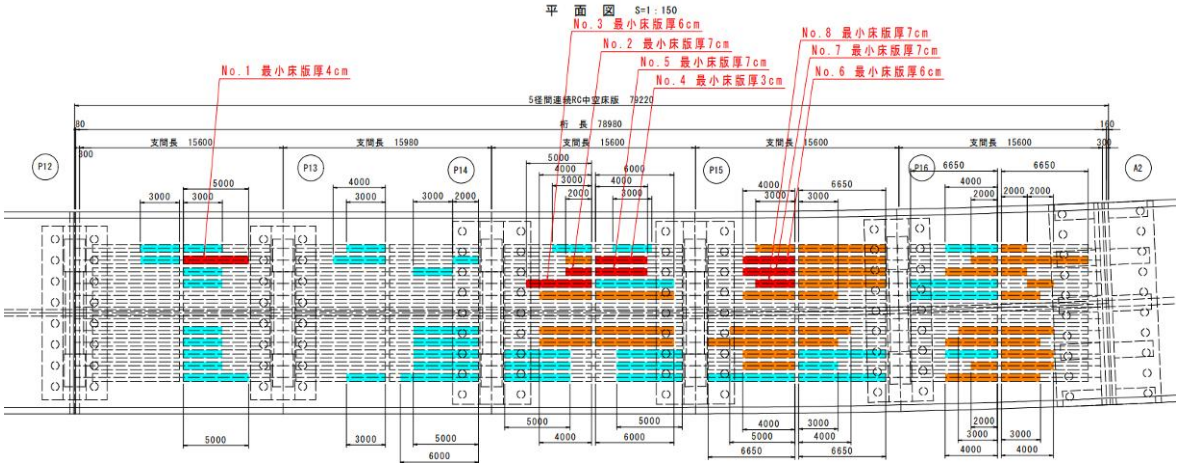
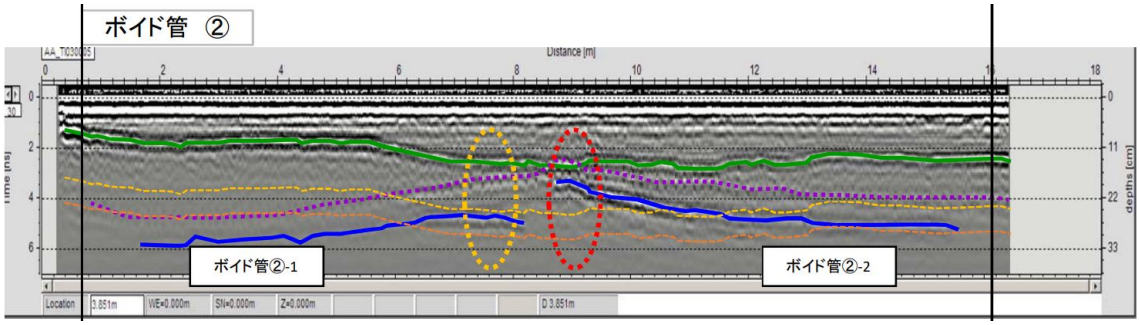
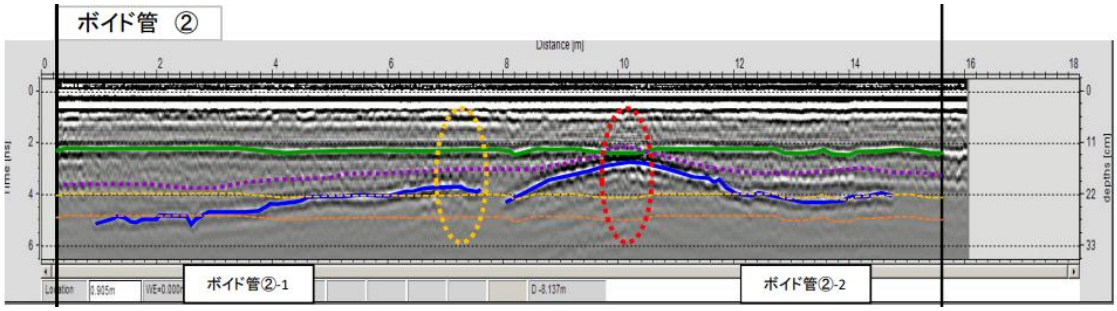


図- 4.1.4　中空型枠の浮き上がり調査一覧図

No. 1



No. 4



No. 1　　No. 4

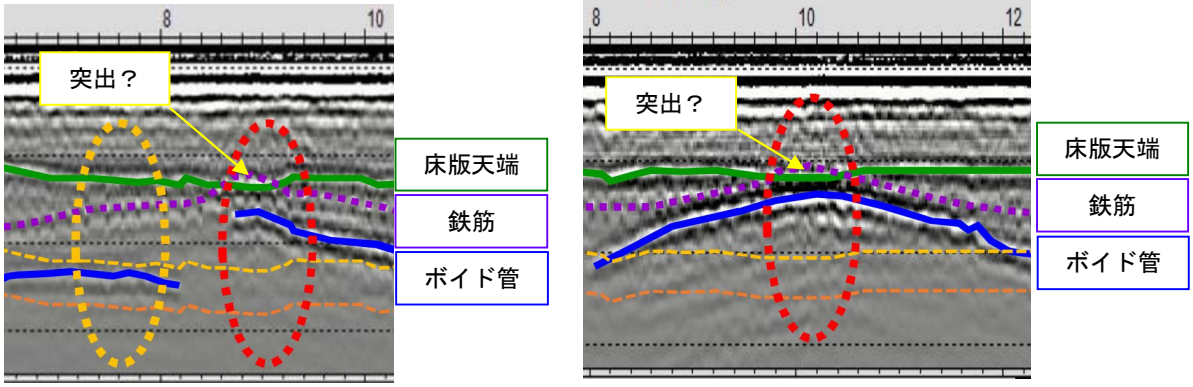


図- 4.1.5　中空型枠の浮き上がり調査（電磁波レーダー）結果（No. 1, No. 4）

4.2 中空型枠上部の床版厚計測事例

4.2.1 中空型枠上部の床版厚計測事例

(1)概要

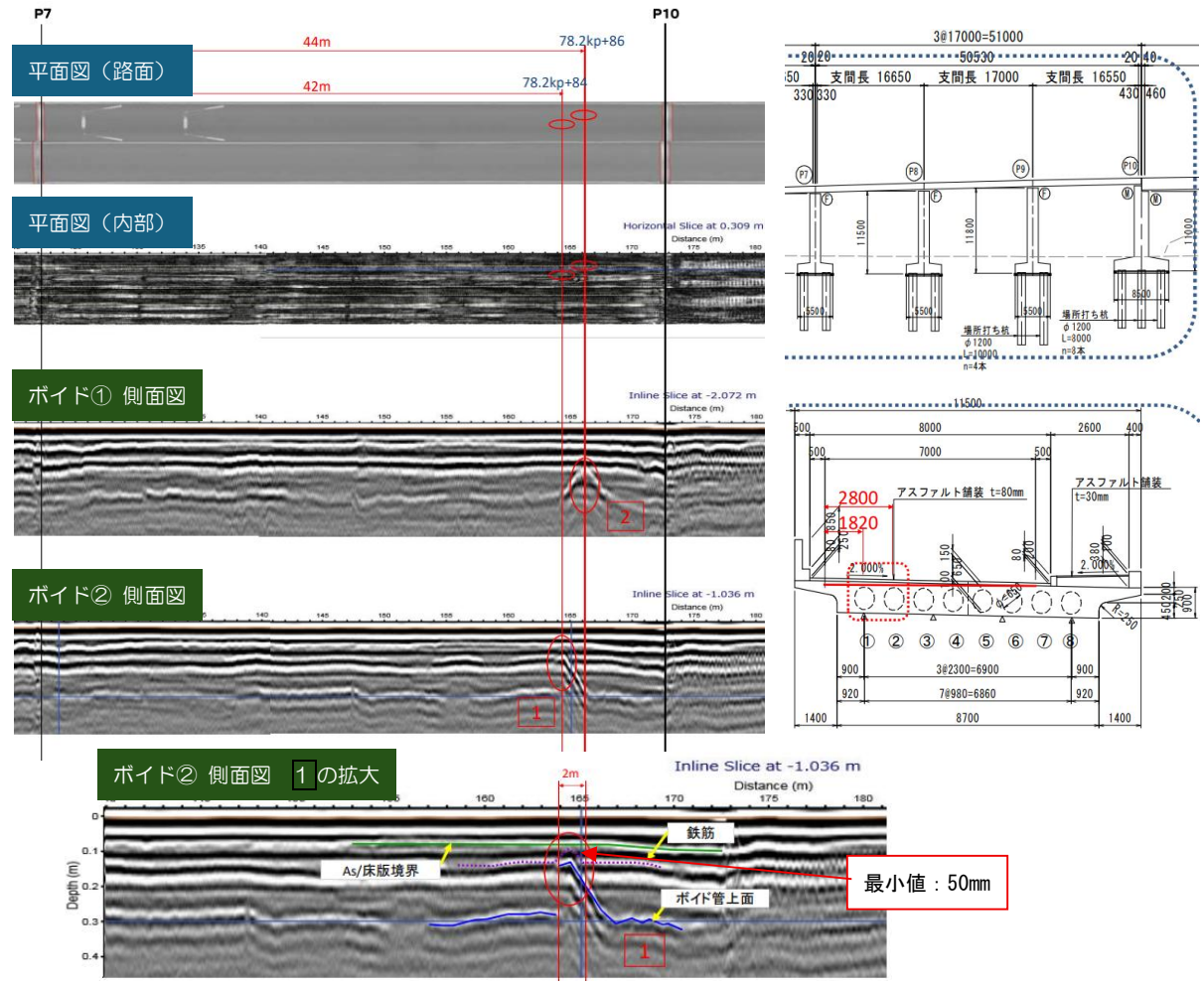
中空床版橋の中空型枠上部の床版厚（上床版厚）の計測事例として、H28 年度（2016 年度）に国土交通省が行った事例では、直轄道路の RC 中空床版橋を対象に、１次調査として車載型電磁波レーダーを用いた調査が行われた。その結果、上床版厚が薄いと判定されたものについては詳細調査が行われた。本研究では、これらの調査結果を用いて、上床版厚の計測結果と電磁波レーダー調査画像の整理を行った。

本研究では主に１次調査の結果を用いる。車載型電磁波レーダーによる調査では、１つの橋で複数点計測しているが、このうち最も小さい値を示したものを、その橋の上床版厚として扱っている。

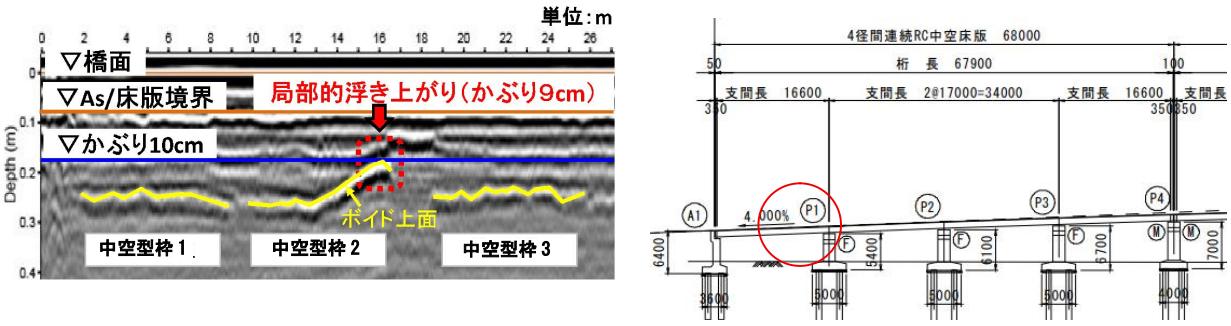
4.2.2 電磁波レーダーの調査結果の分析

車載型電磁波レーダーを用いた調査では、計測結果の平面図と側面図が得られ、床版厚を比較的簡易に計測できる。国土交通省の事例で得られた画像の例を以下に示す。

図- 4.2.1(a)では、中空型枠が 7m 程度で等間隔に検出されていることが側面図から確認でき、その左端が局所的に浮き上がっている様子が見られる。(b)も同様に中空型枠が 7m 程度の間隔で検出されており、その右端が浮き上がっている様子が見られる。



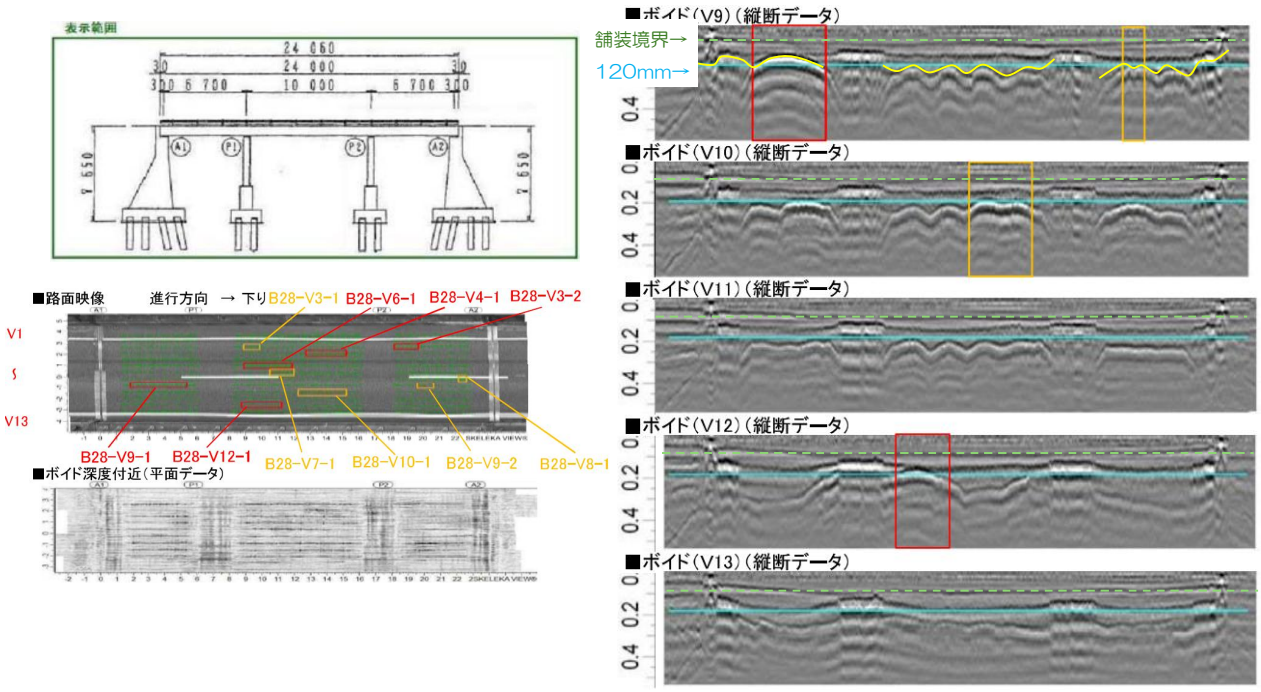
(a)局所的な浮き上がりの例 1



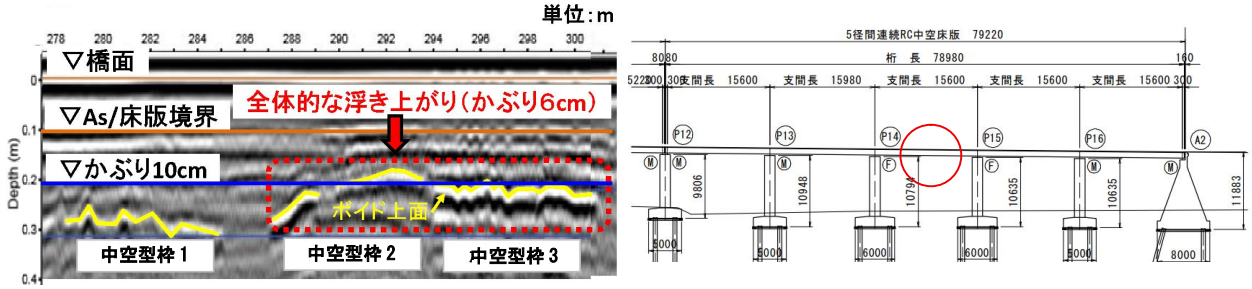
(b)局所的な浮き上がりの例 2

図- 4.2.1　車載型電磁波レーダーによる測定結果の例 1：局所的な浮き上がり

また、図- 4.2.2 の(a)では、中空型枠がおおむね等間隔に検出されていることが確認でき、設計床版厚(150mm)よりやや薄い 100～120mm 前後の位置に全体的に浮き上がっている様子が見られる。(b)も同様に一部の中空型枠が全体的に床版厚 60～100mm に浮き上がっている様子が見られる。



(a)全体的な浮き上がりの例 1



(b)全体的な浮き上がりの例 2

図- 4.2.2　車載型電磁波レーダーによる測定結果の例 2：全体的な浮き上がり

以上のように、中空型枠の浮き上がりは、一部が局所的に浮き上がるケースと、一連のボイド管が全体的に浮き上がるケースが同じ橋の中で同時に見られた。局所的に浮き上がるケースでは、コンクリート打設時の衝撃や浮力による型枠の変形などが疑われる。一方、一連のボイド管が全体に浮き上がるケースでは、コンクリート打設後の浮力による全体的な浮き上がりなどが疑われる。この調査事例では、連続高架の同じ径間内でも浮き上がり量や浮き上がり方（全体か一部か）も異なっていた。

4.2.3 中空型枠上部の床版厚計測事例の分析

表- 4.2.1 に示すように、2016 年時点で、直轄道路の RC 中空床版橋については、調査実施橋梁数 388 橋に対して、上床版厚不足が確認された橋梁は 118 橋であり、約 30%で不足が確認された。上床版厚不足とは、電磁波レーダーで計測したその橋梁での最小値が、設計値よりも小さいもの全てを指しており、上床版厚不足と判断した全ての橋が、ただちに修繕が必要なわけではないことに留意する。**表-** 4.2.1 を図化したものを**図-** 4.2.3 に示す。地域によって中空床版橋の建設数は異なるものの、床版厚不足が検出された数に大きな差はなかった。

表- 4.2.1　直轄道路の RC 中空床版橋の上床版厚調査結果一覧

地 域	調査数	上床版厚 不足あり	上床版厚 不足なし	不足率 (%)
北海道	13	0	13	0.0
東北	17	2	15	11.8
関東	40	22	18	55.0
北陸	28	7	21	25.0
中部	47	25	22	53.2
近畿	135	21	114	15.6
中国	29	6	23	20.7
四国	50	24	26	48.0
九州	26	9	17	34.6
沖縄	3	2	1	66.7
全国計	388	118	270	30.4

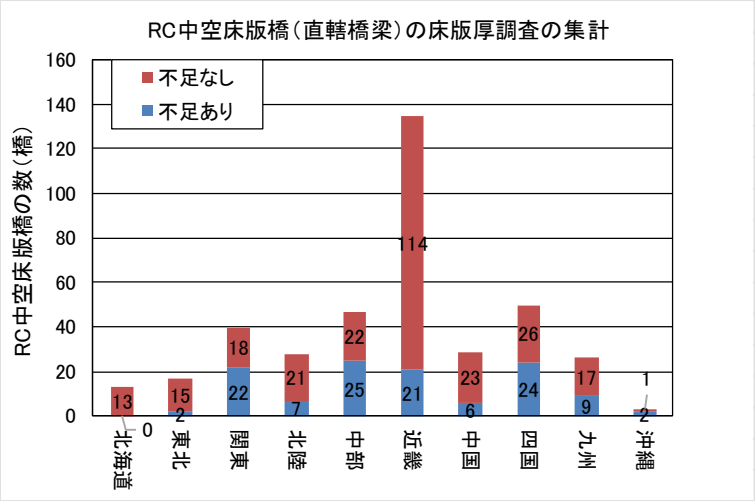


図- 4.2.3　H28 (2016)**年度に調査した直轄道路の** RC **中空床版橋の上床版厚不足橋梁**

次に、建設年代別の上床版厚不足件数を**図-** 4.2.4 に示す。上床版厚不足の件数は、1980 年代に建設されたものをピークに下がっており、2010 年代に建設されたものではゼロである。古い橋は既に

補修が行われていたり、撤去されたりしていることも考えられる。一方、新しい橋で上床版厚不足の件数が少ないのは、3.2 の技術基準類の調査結果で示したように、2001 年に PC 建協が発出した型枠固定方法に関する通達が関係していると考えられる。

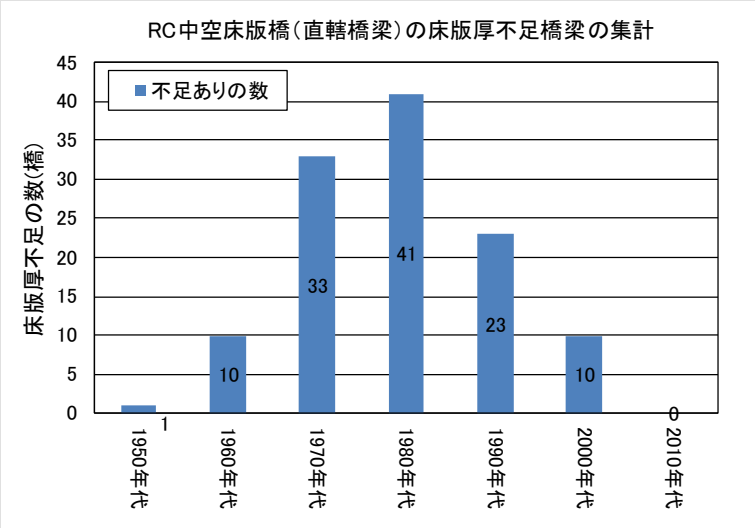


図- 4.2.4　建設年代別の上床版厚不足の数（RC 全数）

図- 4.2.5 は、RC 中空床版橋のうち、上床版厚不足と判断された全橋（118 橋）に対し、設計値と実測値の差分（不足量、あるいは浮き上がり量）を 10mm 単位で分類したヒストグラムである。これを見ると、施工時の型枠浮き上がりの程度に特徴的な量はなく、30mm～120mm 付近が満遍なく分布している。

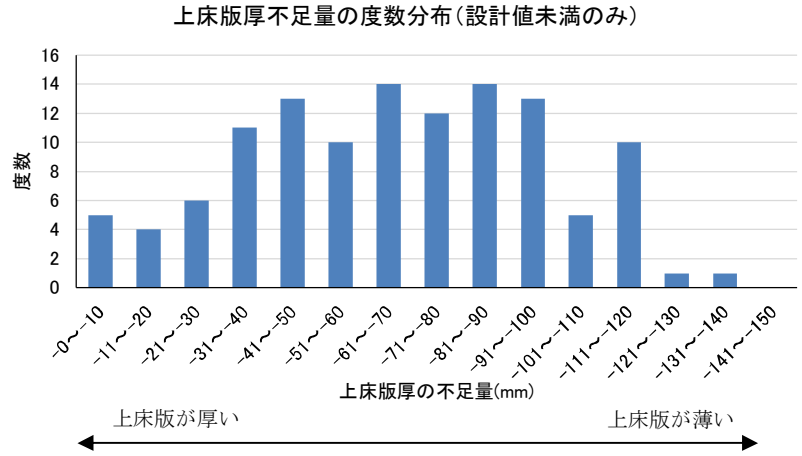


図- 4.2.5　上床版厚の不足量の度数分布（RC 全数）

次に、建設時の施工技術や知見の差が施工精度に及ぼす影響を確認するため、本研究にて全国の直轄 RC 中空床版橋（118 橋）に対し、設計値と実測値の差分（浮き上がり量）を適用基準別に分けたものを**図**- 4.2.6 に、供用年次で分けたものを**図**- 4.2.7 に示す。対象となった 118 橋は、最も新しいもので供用年次 2004 年（H14 道示）となっており、多くが 2000 年以前の橋である。

適用基準との関係性はあまり見られず、どの年代でも一定程度の浮き上がりが見られた。供用年次との関係についても傾向は変わらない。上床版厚不足が生じた橋の中では、建設年代による浮き

上がり量に傾向はないことが分かった。

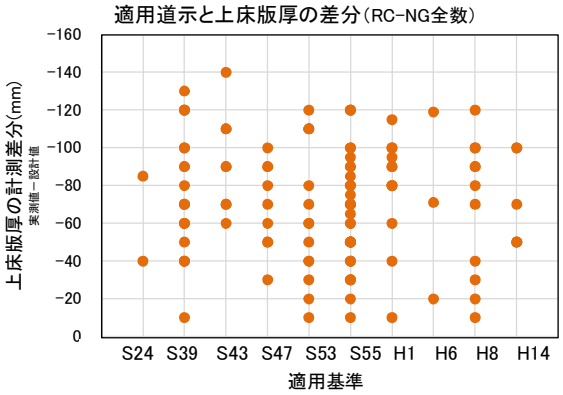


図- 4.2.6　適用基準との関係（RC 全数）

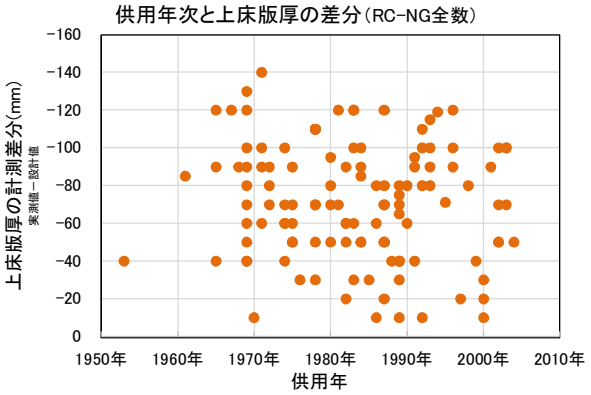


図- 4.2.7　建設年代との関係（RC 全数）

また、支間長や幅員といった橋の形状が、設計値と実測値の差分（浮き上がり量）に及ぼす影響を確認するため、全幅員との関係を**図- 4.2.8** に、支間長との関係を**図- 4.2.9** に示す。なお、適用基準の差も見るため、適用基準ごとに凡例を分けた。

全幅員については、幅に関わらず浮き上がり量は広く分布しており関係性は低かった。支間長についても、支間の長さに関わらず浮き上がり量は広く分布していた。これは、幅員が広く、支間長が長くなるほど浮き上がりのリスクは高くなると考えられるものの、リスクが高いほど型枠の固定方法や施工方法をより十分に検討すると考えられ、結果的に相関性が低いものと考えられる。適用基準別で見ても、幅員や支間長との相関性はほとんどなかった。

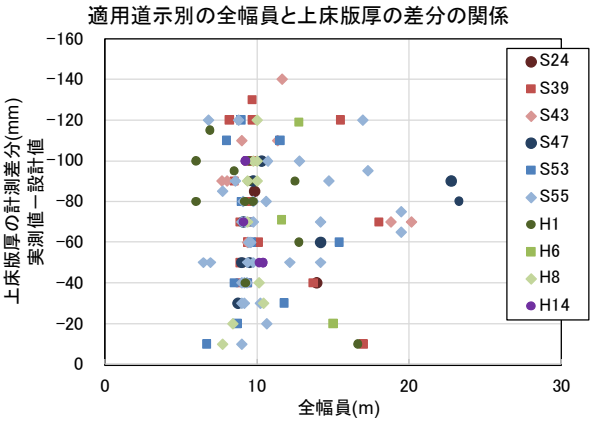


図- 4.2.8　全幅員との関係（RC 全数）基準別

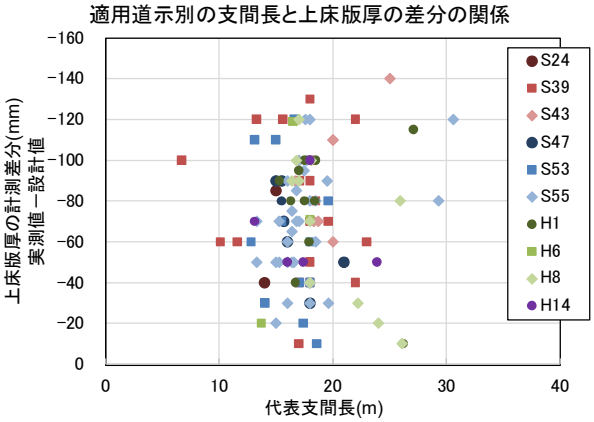


図- 4.2.9　支間長との関係（RC 全数）基準別

従って、今回収集したデータの分析からは、中空型枠の浮き上がり量は、建設年代や橋の構造（支間長や幅員）と強い相関は見られず、特徴的な要因は分からなかった。

4.3 中空型枠内の滞水に着目した変状事例

中空床版橋の内部に水が溜まる状態は、耐久性能の観点からは望ましいことではないが、実態として発生し得るのか、また、浮き上がり、厚さ不足との関係性はあるのか、外観に変状が現れることで、外観から内部での滞水も把握できるのか、という観点で事例を確認した。

4.3.1 滞水に関する変状事例①

(1)橋梁概要

構造形式：3 径間連続ポストテンション方式 PC 中空床版橋

竣工年　：1975 年(昭和 50 年)/活荷重：TL-20

橋　長　：48.5m（支間長：10.000m+27.400m＋10.000m）

線形条件：縦断勾配 3.0%、横断勾配 2.0%

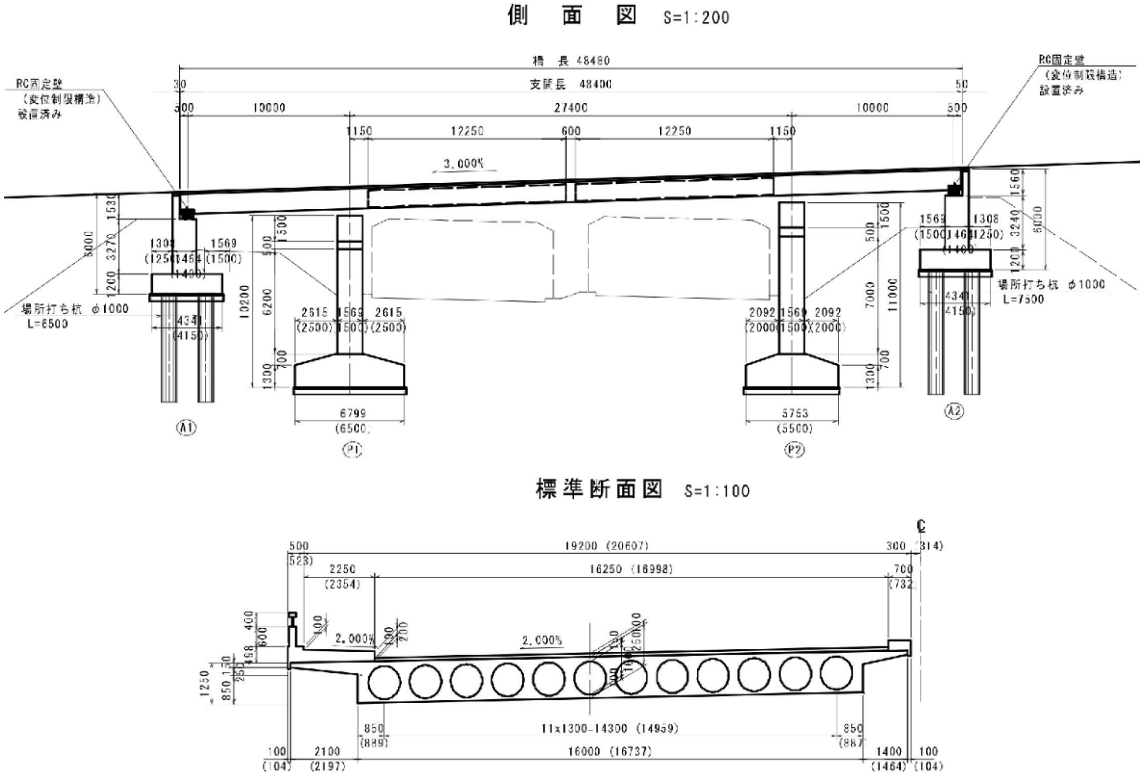


図- 4.3.1　橋梁図（上段：側面図，下段：断面図）



写真- 4.3.1　橋梁外観

(2)変状概要

当該橋梁の下面変状を**写真**- 4.3.2、中空型枠内の滞水状況を**写真**- 4.3.3 に示す。



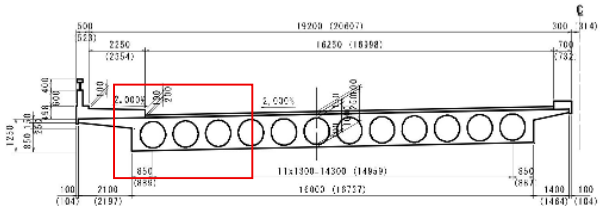
(a)全景（張出床版～床版下面）



(b)床版下面の状況



(c)床版下面の拡大



漏水痕は横断勾配の低い側（路肩側）で多く見られた

写真- 4.3.2　中空型枠の下面の変状

・中空型枠の変形により、中空型枠内の排水性が失われたことを確認している。コンクリート打設時の変形などが理由と考えられている。なお、排水量からほぼ満水状態であったと推察されている。また、施工時に水抜き孔が設置されていない箇所を確認している（別途実施された調査結果であり、本研究にて実施したものではない）。

・**写真**- 4.3.1, **写真**- 4.3.2 に示すように、中空床版橋の下面に遊離石灰や漏水痕を確認している。(a)では張出床版下面の地覆境界部付近を中心に遊離石灰のようなものを確認している。(b)では、下床版全体に規則的な間隔で白色化していることが確認され、(c)のように一部を拡大すると遊離石灰や漏水痕と思われる変状を確認している。

(3)調査方法及び結果

下面に漏水痕が多く見られる路肩、かつ、縦断勾配が低い側のボイド管端部付近にて、内視鏡にて内部を観察している。



写真- 4.3.3　中空型枠内の滞水状況

・**写真**- 4.3.3 に示すように、漏水痕が見られた箇所のボイド管内部の様子をファイバーカメラにて撮影したところ、3 箇所中 2 箇所でボイド管が変形しており、変形していた 2 箇所では滞水している様子も確認している。少量であれば結露の影響も疑われるが、多量に滞水していることから内部に水が浸入している可能性があると考えられている。なお、1 箇所では滞水は見られなかったが、ボイド管下面に錆を確認している。

・この事例で行われた調査では、歩道部の調整コンクリートと床版コンクリートの境界部の隙間から橋面水が浸透した可能性があると推定されている（**図**- 4.3.2、**写真**- 4.3.4）。

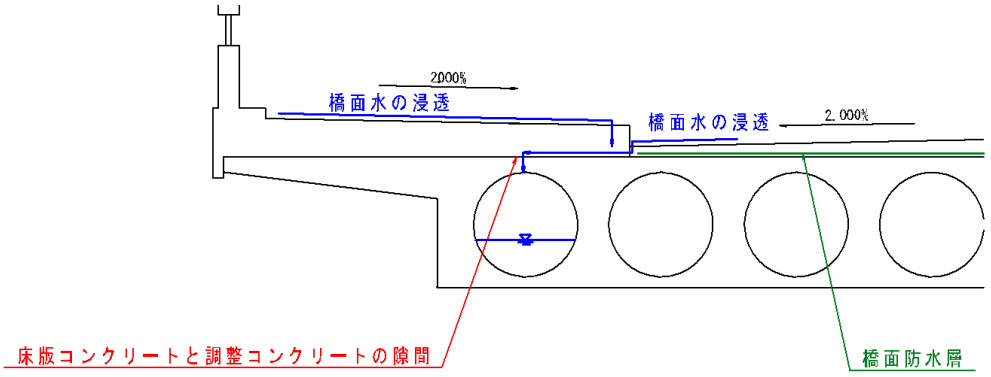


図- 4.3.2　中空型枠への水の浸入経路



写真- 4.3.4　**境界部の隙間**

(4)考察

・本橋は、竣工が昭和 50 年（1975 年）に対し、平成 11 年（1999 年）に橋面防水が設置されているが、それ以前に中空型枠へ浸入した水が水抜き孔から排水されずに滞水したと推定した。

・遊離石灰析出箇所が橋面の横断勾配（拝み）の低い側に集中しており、滞水箇所もその付近にあったことから、橋面からの水分供給が影響している可能性が考えられる。

4.3.2 滞水に関する変状事例②

(1)橋梁概要

構造形式：3 径間連続ポストテンション方式 PC 中空床版橋

竣工年　：1975 年(昭和 50 年) /活荷重：TL-20

橋　長　：47.180m（支間長：9.700m+27.780m＋9.700m）

線形条件：縦断勾配 0.5%、横断勾配 1～2%

本事例は、東北地域で実施された調査で、型枠内部に滞水が確認されたものである。

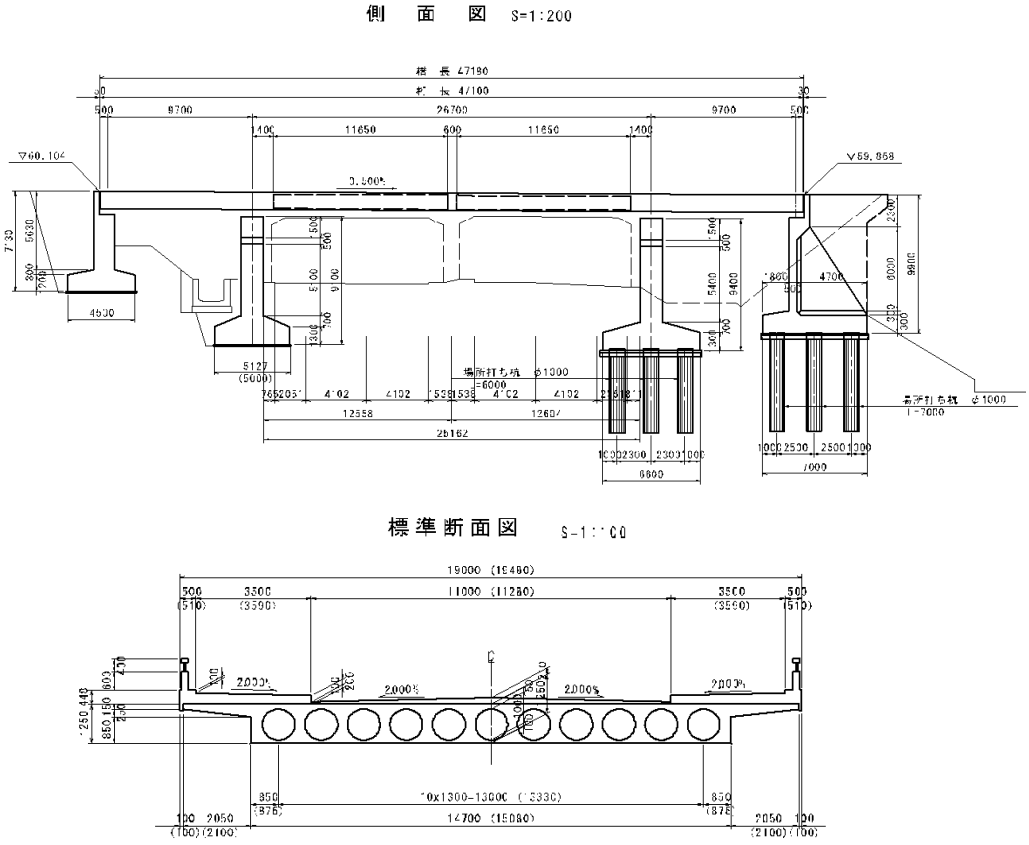


図- 4.3.3　橋梁図（上段：側面図，下段：断面図）



写真- 4.3.5　橋梁外観

(2)変状概要

当該橋梁の下面変状を**写真**- 4.3.6、中空型枠内の滞水状況を**写真**- 4.3.7、**写真**- 4.3.8 に示す。



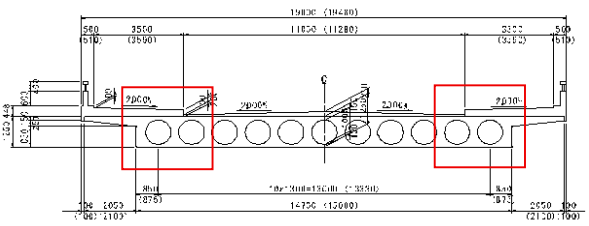
(a)全景（張出床版～床版下面）



(b)床版下面の状況



(c)床版下面の拡大



遊離石灰は横断勾配の低い側（拝み勾配）で多く見られた

写真- 4.3.6　中空型枠の下面の変状

・**写真**- 4.3.6 に示すように、中空床版の下面に遊離石灰、ひび割れ、漏水跡、及び錆汁、並びに塗装のはがれを確認している。(a)では床版下面の一部に塗装の剥がれや汚れ、(b)では床版下面の塗装剥がれ部に遊離石灰が見られ、(c)のように一部拡大すると遊離石灰はひび割れ部から出ており、錆汁のような汚れも確認している。

(3)調査方法及び結果

遊離石灰が見られ、縦断勾配が低い側のボイド管端部付近にて、内視鏡にて内部を観察している。

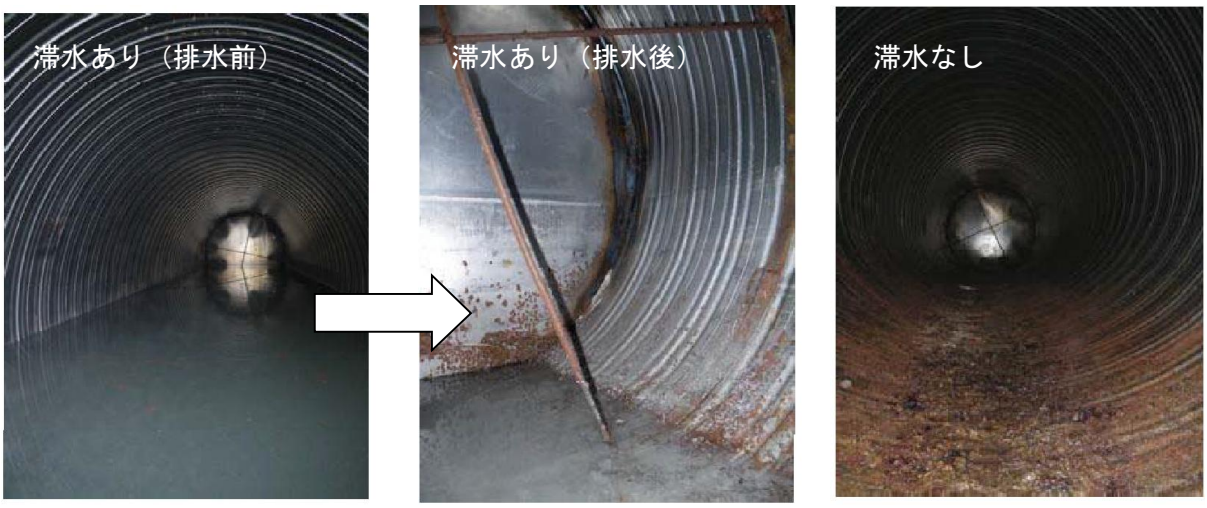


写真- 4.3.7　**中空型枠内の滞水状況**



写真- 4.3.8　**既設水抜き孔の状況**

・中空型枠内に滞水が確認された。滞水は約 350mm 程度であり、水抜き孔は設置されていたが、水抜き孔からは常時少量ずつの排水が確認されている。

・**写真**- 4.3.7 に示すように、遊離石灰が見られた箇所のボイド管内部の様子をファイバーカメラにて撮影したところ、ボイド管の 4 割程度に水が満たされていたとされている。その後、水抜き孔を清掃して排水したところ、ボイド管の一部に錆を確認している。

(4) 考察

・遊離石灰析出箇所が橋面の横断勾配（拝み）の低い側に集中しており、滞水箇所もその付近にあったことから、橋面からの水分供給が影響している可能性が考えられる。

4.3.3 滞水に関する変状事例③

(1)橋梁概要

構造形式：6 径間連続 RC 中空床版橋

竣工年　：2001 年(平成 13 年)/活荷重：B 活荷重

橋　長　：99.500m（支間長：6@16.400m）

線形条件：縦断勾配 4.0%、横断勾配 2%

本事例は、国土交通省関東地方整備局で実施された調査で、滞水確認の調査は実施していないものの、変状から滞水が疑われた事例である。

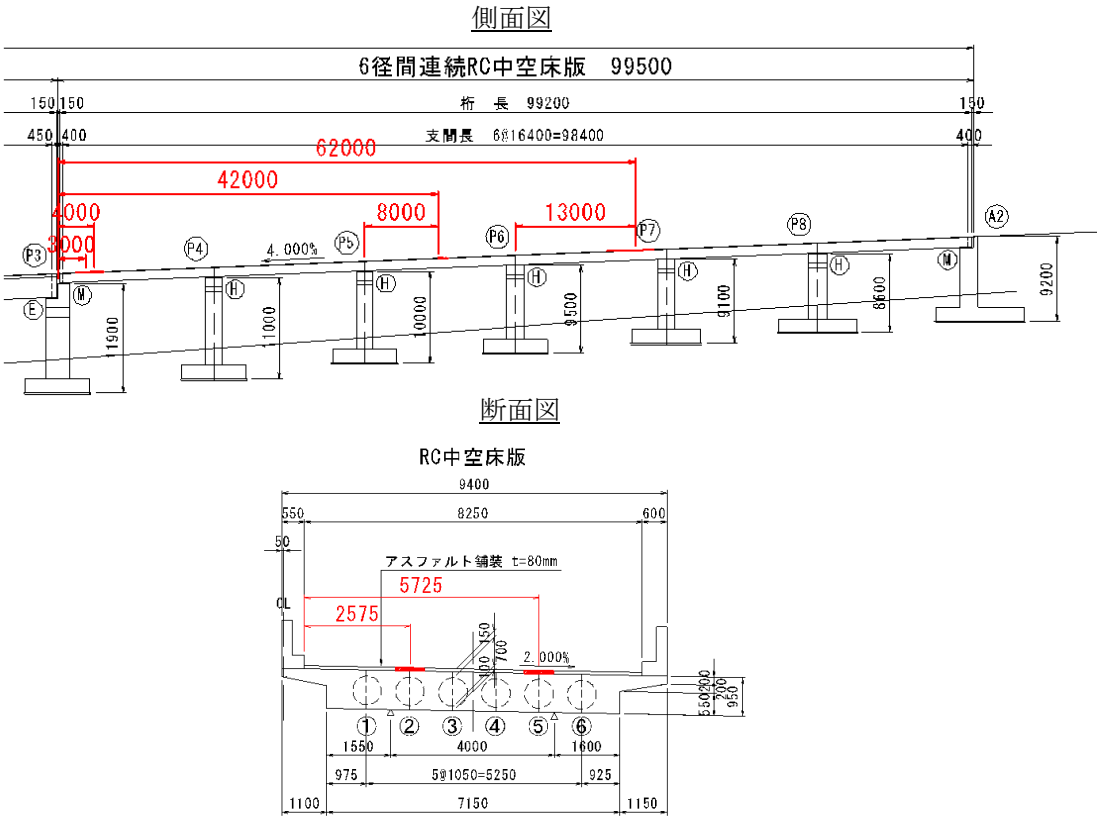


図- 4.3.4　橋梁図（上段：側面図，下段：断面図）



写真- 4.3.9　橋梁外観

(2)変状概要

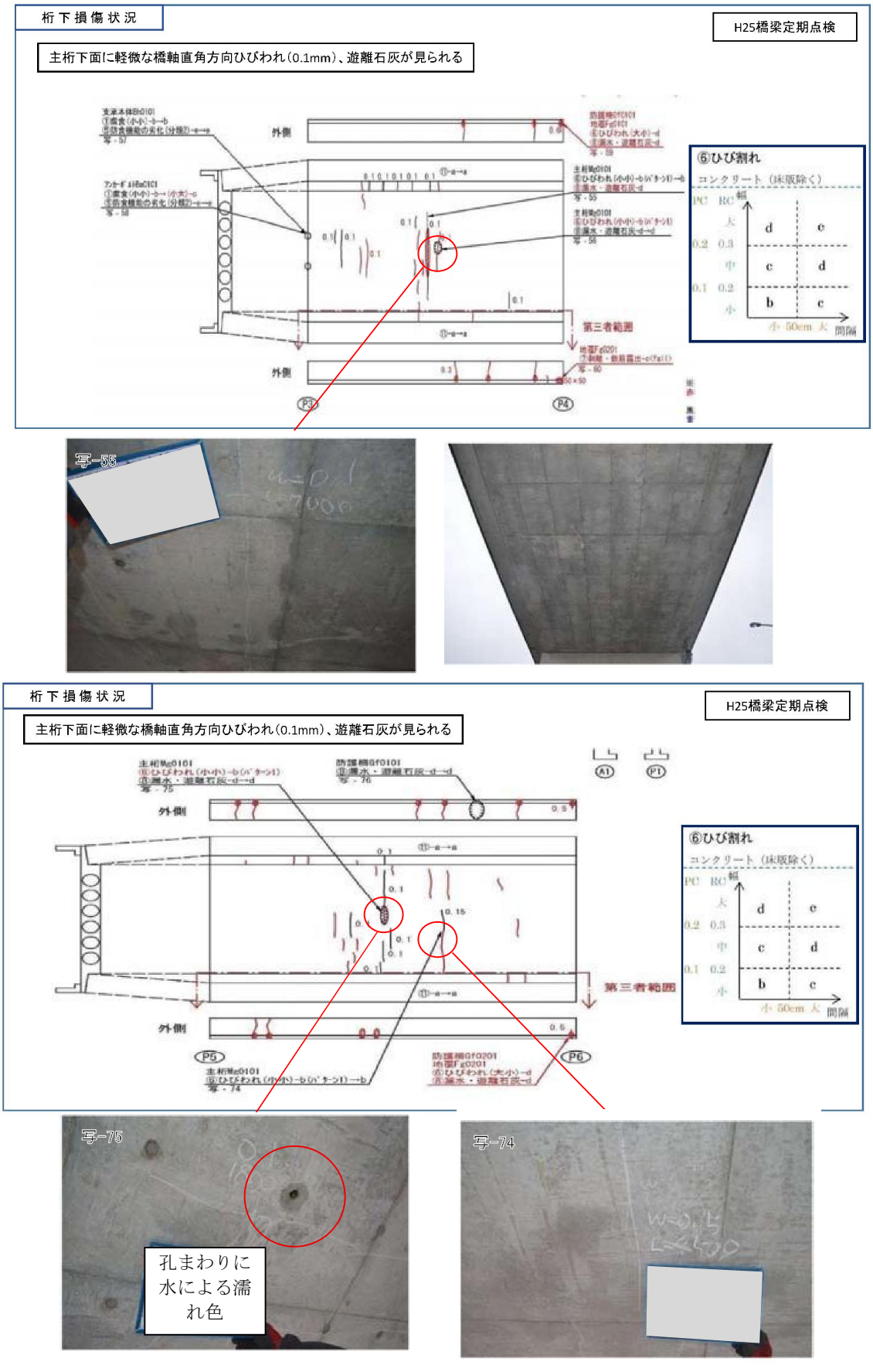


写真- 4.3.10　床版下面変状状況（漏水・遊離石灰、ひび割れ）

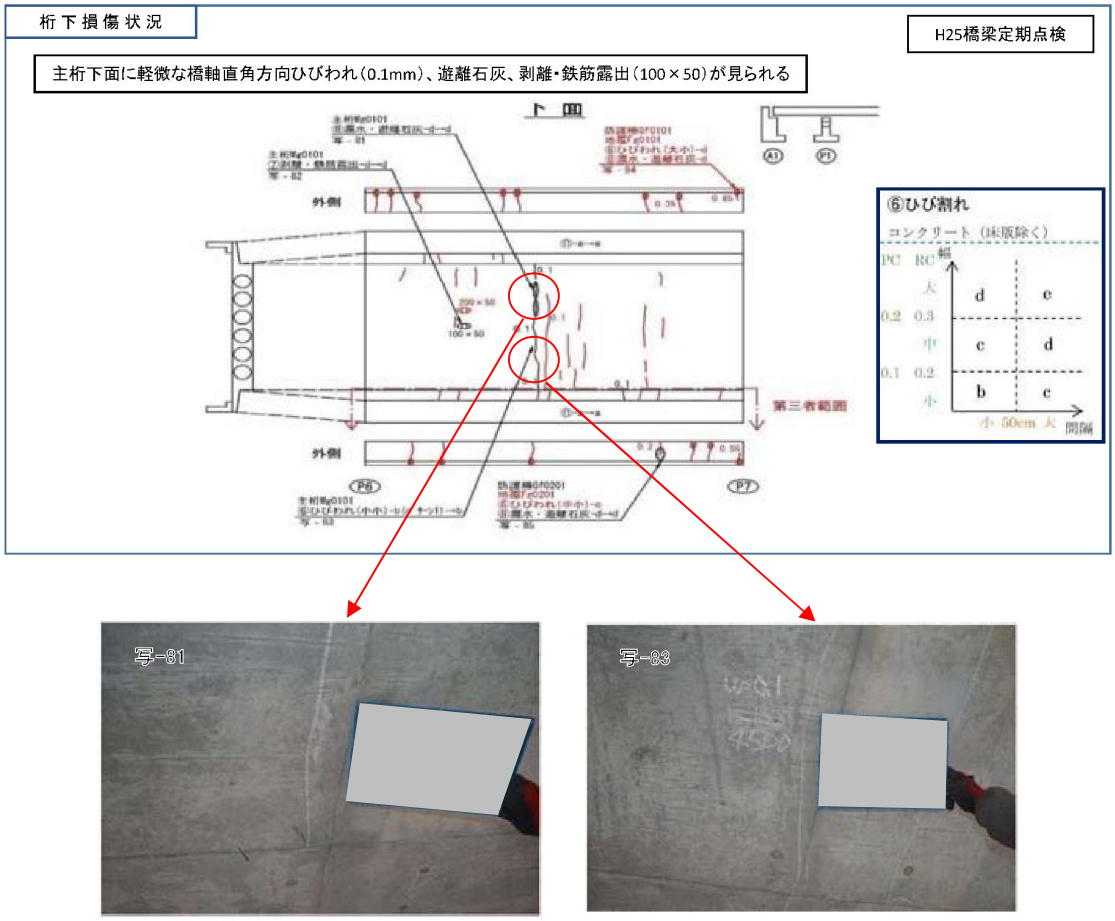


写真- 4.3.11　床版下面変状状況

・床版下面に橋軸直角方向に複数の軽微なひび割れ（0.1mm）及び漏水・遊離石灰の発生が確認されている。

(3)調査方法及び結果

・この橋は中空型枠の浮き上がりの調査対象でもあり、中空型枠の床版厚を計測した結果、各径間の最小上床版厚は P3～P4：70mm、P5～P6：90mm、P6～P7：60mm であったとされている。（変状位置との一致性は不明）

(4)考察

・**写真**- 4.3.10、**写真**- 4.3.11 は、床版下面に漏水・遊離石灰が発生していることから、水の影響を受けていると思われる。特に、**写真**- 4.3.10 の左下の写真では、水抜き孔の周辺に水が滲んだような跡が見られており、中空型枠内に少なくとも水分が存在することが疑われる。

・定期点検の結果を確認すると、全体に軽微なひび割れは見られるものの、水の影響によると考えられる変状が見られない径間も存在している。しかし、浮き上がりの調査で上床版厚の不足が確認された径間はいずれも漏水痕や遊離石灰が見られていることからは、全体に変状が軽微であっても、水の影響によると考えられる変状がある場合には、浮き上がりの可能性も疑われる。

4.4 中空型枠の浮き上がりや滞水の本研究での事例収集に関するまとめ

本章では、中空床版橋における中空型枠の浮き上がりや変形の実態を整理し、これに基づき、浮き上がり・変形に関する考えられる要因を考察する。

4.4.1 中空型枠の浮き上がりについて

中空型枠の浮き上がりや上部の踏み抜きについては、直轄の RC 中空床版橋（全国 388 橋）を対象とした非破壊検査による床版調査結果では、全体の 3 割程度で、床版厚が設計値に比べて不足している可能性があることが明らかになった。また、施工年代別に集計した結果、上床版厚不足の検出数は 1980 年代をピークに新しくなるほど減少しており、2010 年代が最も少なかった。新しい橋で上床版厚不足が減少しているのは、平成 13 年（2001 年）に PC 建協が通達した「中空型枠の固定方法」や「施工管理方法」にて改良がなされた効果が表れているものと考えられた。

上床版厚不足が見られた 118 橋に絞ると、不足量にはばらつきが大きく、橋の建設年代や橋の構造（支間長、幅員）との関連は見られなかった。また、事例調査からは、一つの中空型枠上でも不足量は一定でない場合もあり、中空型枠が軸方向に勾配を有するように傾斜しているとき（事例②No.1）や端部では所定の位置にあるものの中間部が上部に移動しているとき（事例②No.4）もあった。

中空型枠の浮き上がりについては、舗装面における外観上で変状が確認されていない場合でも、電磁波レーダー探査により、中空型枠の浮き上がりが確認された事例もあった。なお、中空型枠の断面変形そのものについては、今回の浮き上がりに関する調査では確認できていない。

4.4.2 中空型枠内の滞水について

数少ない事例調査の範囲ではあるが、実際に滞水が起きていた事例では、事例①に示すように水抜き孔がないケースや、事例②のように水抜き孔はあるものの詰まりが生じているケースが見られた。また、事例③のように滞水が生じていると疑われる橋の上床版厚は設計値よりも小さく、浮き上がりが生じているケースもあった。

実務で点検等を行うにあたっては、滞水事例で見られた変状と、滞水の要因となる要素の２点について確認するのがよいと思われる。滞水事例で見られた変状に着目して整理すると、

- 全ての滞水事例（疑いを含む）で、滞水を確認した位置の周辺の下面には漏水痕や遊離石灰などの水の痕跡が見られ、比較的範囲や程度の大きいものが多かった。
- 特に、事例①、事例②では、橋面の横断勾配の低い側と、下面の漏水痕などの変状の位置が平面的に一致する傾向にあった。これは、橋面の水が横断勾配の低い側に溜まりやすく、防水層の劣化部や、歩車道境界の界面などから床版に水が供給されている可能性が考えられる。
- 事例②、事例③のように水抜き孔がある場合には、その周辺が濡れていたり、苔や錆が見られたりした。
- 事例③では、滞水が疑われる箇所を含む径間において、中空型枠の浮き上がりも確認された。
- 事例①では、中空型枠の変形も確認された。

これらのことから、点検等で水に関わる変状が見られた場合は、その程度や範囲を確認するとともに、橋面との関係性を確認したり、水抜き孔周辺の様子を確認することで、滞水している可

能性の有無をある程度は判断できると思われる。

次に、滞水の要因となる要素について考察する。中空型枠の滞水の発生は、中空型枠への水の浸入、水抜き孔の排水性の低下が必須条件と考えられる。そのため、2 つの条件に分類し、滞水事例を踏まえて、発生要因を整理する。

(1)中空型枠への水の浸入

中空型枠への水の浸入は、橋面防水層が未設置、又は防水機能が低下していることが影響している。特に、防水層の未設置、防水機能が低下している状態で、床版コンクリート天端面の平坦性が確保されていない場合、舗装下のコンクリート天端面の凹部へ雨水等が容易に滞留する。その滞留箇所に通行車両の輪荷重が繰り返し作用することにより、舗装面のひび割れやポットホールが発生するとともに、中空型枠上部やその周囲のコンクリートに微細なひび割れが発生する。

それらの変状を放置すると、さらに雨水や凍結防止材などの外的因子が容易にコンクリート面に浸入すると同時に、輪荷重の繰り返し作用等により、中空型枠上部やその周囲に発生したコンクリートのひび割れ・土砂化が進展し、更なる水等の浸入が加速され、ひび割れが中空型枠まで拡大して到達する。これにより、舗装面から中空型枠までの水の浸入経路が形成されて、中空型枠へ水が浸水する可能性が高い。

また、事例では確認されていないが、その他に中空型枠内の暖かい水蒸気を多量に含んだ空気が冷やされた場合（中空型枠内とコンクリートに温度差が生じた場合）に、結露が生じる。この自然現象が繰り返されることで、滞水や鋼製中空型枠に発錆が生じる可能性も否定できない。

(2)水抜き孔の排水性低下

①中空床版橋の施工時、水抜き孔自体がそもそも配置されていない。また、施工不良として、施工時に水抜き孔を設置していたが、中空型枠の浮き上がり・移動及びコンクリートの打設・締固め作業により水抜き孔が脱落・変形・移動し、排水性が低下する可能性がある。

②縦断勾配（排水勾配）を有する中空床版橋であるが、中空型枠下面の膨れ上がる変形※1 が生じ、中空型枠内へ浸入した水の排水を阻害している。

※1 変形要因：打設時にバイブレータをかけ過ぎたことで、コンクリートが流動し、型枠下面を押し上げたと推定される（**図**- 4.4.1）。

③水抜き孔の目詰まり等により排水性が低下している。

このことから、点検等で着目すべき点として、防水層の施工時期及び歩車道境界部の施工範囲、並びに水抜き孔の有無が考えられる。床版防水は、「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料，昭和 62 年 [12)]」が発刊された 1987 年頃から徐々に適用がなされたものと考えられるが、平成 14 年の道路橋示方書改定までは必須事項ではなかったことから、既設橋に対しては長期間床版防水がない状態であった可能性も考慮した方がよい。なお、歩車道境界部は蹴上がり部まで施工する必要があり、処理が不十分な場合は水の浸入経路となり得るため、施工範囲についても確認するのがよいと考えられる。また、点検等では水抜き孔の有無や目詰まりがないかを確認することも重要と考えられる。

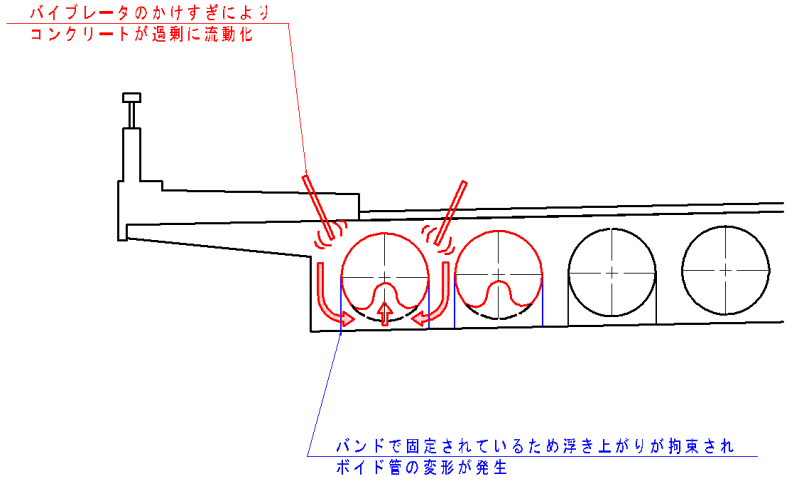


図- 4.4.1　中空型枠の変形イメージ

滞水発生メカニズムのまとめとして、中空型枠の滞水発生と各要因の関係性を示す（図- 4.4.2)。中空型枠内の滞水は「水が浸入すること」と、「水が排水されないこと」の 2 つの事象が重なることで生じると考えられる。

水の浸入に関しては、中空型枠内での水分の発生、または外部からの水の浸入が挙げられる。一方、水の排出に関しては、水抜き孔が無い、または変形や目詰まりによる排水性の低下が挙げられる。滞水発生までの要因を「(1)水の浸入」と「(2)排水不良」に大別し、これらが重なることで滞水が生じることを整理する。

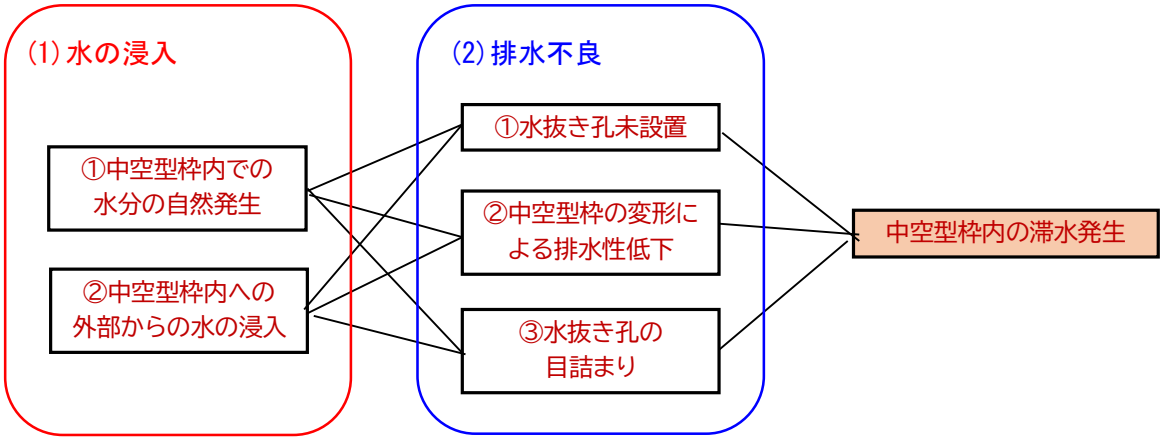


図- 4.4.2　滞水発生と各要因の関係性

【4 章の参考文献】

12) （社）日本道路協会：道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料，昭和 62 年 1 月

5章.　浮き上がりが生じた中空床版橋の耐荷性能に関する既往研究の調査

5.1 概要

現状では、局所的に上床版厚が不足する既設の RC 中空床版橋の耐荷力の照査方法が明確でない。本章では RC 中空床版橋の耐荷力を照査する方法の既往の研究を調査して分析した。6 章では分析の結果必要と思われた事項について本研究で解析を実施し、中空床版橋の耐荷性能及び耐久性能に関する知見の獲得を試みた。

5.2 既往の研究における中空床版の耐荷力検討モデルと評価方法

5.2.1 中空型枠の浮き上がりにより踏み抜きに至る過程

既往の研究では例えば、飯土井らの文献 [2)]にて中空型枠の浮き上がりにより踏み抜きに至る過程を考察している。以下にその概要を示す。

① 浮き上がりの発生

中空型枠の固定不足により、コンクリート打設時に変形したり、型枠が浮力によって浮き上がることで、上床版厚が設計値を下回ると考えられている（図- 5.2.1）。

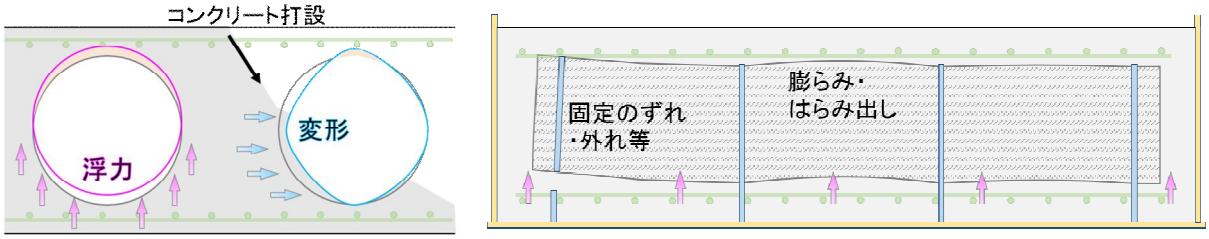


図- 5.2.1　浮き上がりイメージ図

② 耐荷機構の喪失によるひび割れの発生

中空床版橋の上床版は、他の形式の床版の輪荷重等の荷重伝達機構とは異なり、中空型枠の真上に作用する荷重に対しては、アーチ作用によって力が左右に伝達されるアーチアクションとして挙動すると考えられている。上床版厚の不足によりアーチアクションとして挙動しなくなると、中空型枠中心付近の上床版下面や中空型枠中心から離れた上床版上面に引張応力度が発生し、ひび割れが生じ、版の薄い内側に進展すると考えられている（図- 5.2.2）。

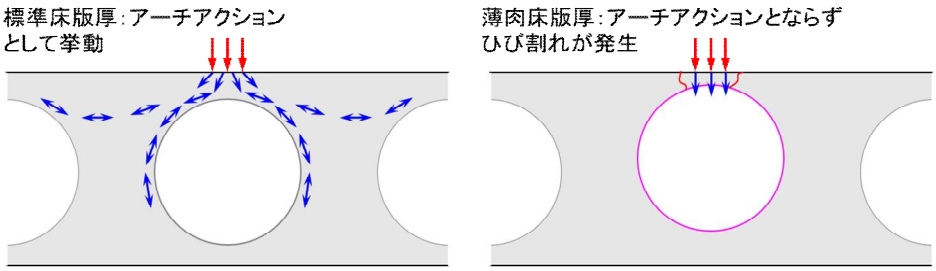


図- 5.2.2　輪荷重に対する床版の耐荷機構と想定されるひび割れ発生 [2)] を参考に作成

③ ひび割れの進展と踏み抜きの発生

さらに中空型枠上の上床版厚が薄くなると、中空型枠中心上の上床版部位では、下面側の引張応力度と上面側の圧縮応力度が許容値を超えた場合、ひび割れが貫通し、路面及び床版の陥没に至ると考えられている。この現象は、上床版厚が薄くなるほど、中空型枠の径が大きくなるほど顕著となると考えられている。

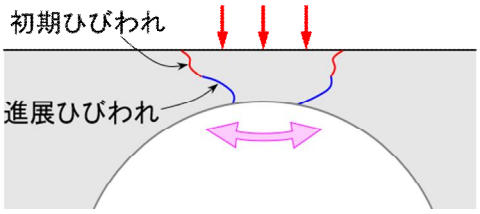


図- 5.2.3　輪荷重に対する床版の耐荷機構と想定されるひび割れ発生 [2] を参考に作成

5.2.2 既往の研究における耐荷力検討モデルと試算

(1) 試算モデル

既往の研究（文献 3）では 5.2.1 に示した過程を前提として、中空床版橋がアーチ効果を失った場合の耐荷力のケーススタディを行っている。

上床版厚が減少した部材に対して、片持ち梁として、以下の耐荷機構が提案されている。

a) 中空型枠側端部を一端固定とした片持ち梁に対する、橋軸直角方向の上側鉄筋を引張鉄筋とした曲げ降伏耐力

b) 同様な片持ち梁に対する、コンクリートせん断応力度が最大値となるせん断圧縮破壊耐力

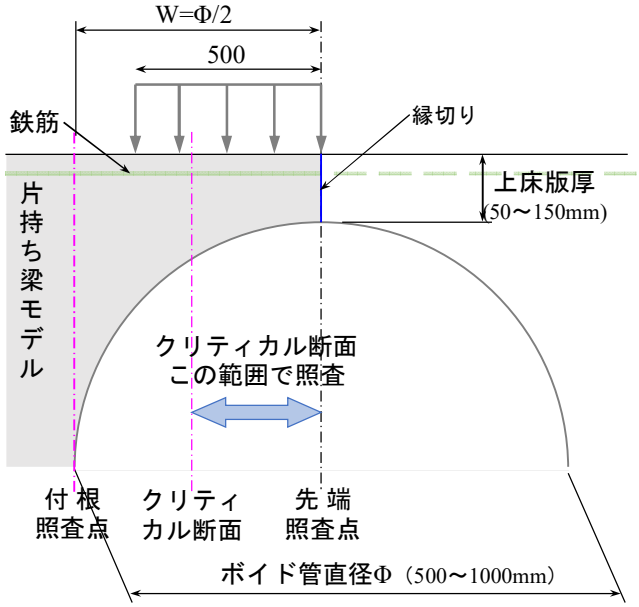


図- 5.2.4　中空型枠上部検討における片持梁モデルの概念 [2] を参考に作成

(2) 試算結果

試算に当たっては、RC 中空床版で採用実績が多い構造条件をベースに試算された。このうち１ケースについて結果を引用して示す。

【試算条件】

鉄筋許容応力度	σ_{sa}=140N/mm^2
鉄筋径	D13 (SD295)
鉄筋ピッチ	@150mm
鉄筋かぶり	50mm
ボイド径	φ1000mm
作用荷重	140kN
設計基準強度	24 N/mm^2
平均せん断応力度	3.2 N/mm^2

【片持梁の曲げに対する必要床版厚】

必要床版厚　135mm 必要（クリティカル断面）

【片持梁のせん断に対する必要床版厚】

必要床版厚　65mm（クリティカル断面）

110mm（先端断面）

※ただし、先端のせん断の照査は、せん断破壊により連続性が絶たれて片持ち梁となった時点で支持点がないため、せん断力は発生しないと考えられる。

5.3 既往の研究を踏まえた本研究での検討方針

RC 中空床版橋は、活荷重に対してアーチアクションにより耐荷機構を発揮すると考えられている。この場合、中空型枠の変形や浮き上がりで床版厚が小さくなると、アーチアクションとしての挙動が小さくなる。アーチアクションが小さくなると、2 点固定梁のような挙動に変化するので、片持ち梁として扱うことで、耐荷力を小さめに評価できると考えられている。

一方で、文献 3)の検討では、耐荷力に主眼が置かれており、耐久性については別途検討が必要であることが言及されている。

版部材として見たときに、せん断、引張による疲労以外にも、圧縮域の繰り返し作用による疲労が懸念される。特に中空型枠の浮き上がり等で上床版厚が薄くなると、輪荷重に対して圧縮域となる上縁側のコンクリートの疲労耐久性が低下する恐れがある。そこで、本研究では、疲労耐久性について検討することとした。

【5 章の参考文献】

2) 飯土井剛、唐木正史、平野至史、窪田光作：上床版厚が不足する中空床版橋の応力性状及び耐荷力照査方法等の検討，土木学会構造工学論文集 Vol.65A，pp634～pp645，2019 年 3 月

6章.　床版厚が耐久性に及ぼす影響に関する数値解析

6.1 踏み抜きに対する数値解析による検証

6.1.1 中空床版橋の耐久性の観点からの検討

5 章に示したとおり、中空床版橋の耐荷力に関しては、中空型枠上部の床版厚（上床版厚）が薄くなると、床版上面のコンクリートに生じる引張応力度が許容応力度を超える可能性が考えられる[2]。また、既往の研究[3)]では実験的な検討も行われており、中空床版橋の 1/2 縮小モデルを用いて静的載荷試験を行い、上床版厚が薄く載荷位置が中空型枠直上に近いほど、破壊荷重が低くなるという結果が得られている。

耐久性能の観点から見ると、中空床版橋のような耐荷メカニズムでは、繰り返しの圧縮に対する材料の耐久性が関係し、応力振幅中心や変動が小さければ、疲労耐久性には有利に働くと想定される。この点、通常の RC 床版のコンクリートが、移動する輪荷重による繰り返しのせん断・引張り応力の繰り返しを受けることとは様相も、疲労耐久性に与える影響も異なる。また、中空型枠の位置と輪荷重の載荷位置が常に一致するとも限らないことも、RC 床版とは異なり、耐久性には有利に働くと想定できる。

それでも、中空型枠の位置と輪荷重の載荷位置の関係性、中空型枠上のコンクリートの厚さなどについて、どのような条件で疲労耐久性を特に懸念する必要があるのかが分かれば、予防的な対応を検討するときに参考になると考えられる。そこで、本章では、輪荷重を繰り返し受けるコンクリート中空床版橋の中空型枠上部のコンクリートの損傷過程について、数値解析を用いて検討した結果を報告する。

6.1.2　三次元 FEM 解析による応力分布や累積損傷の拡がりの推定

1）解析手順

中空床版橋では輪荷重載荷時の応力分布が局所的であることから、本検討では支間中央部の定点載荷として**図**- 6.1.1 に示すステップで解析を行う。

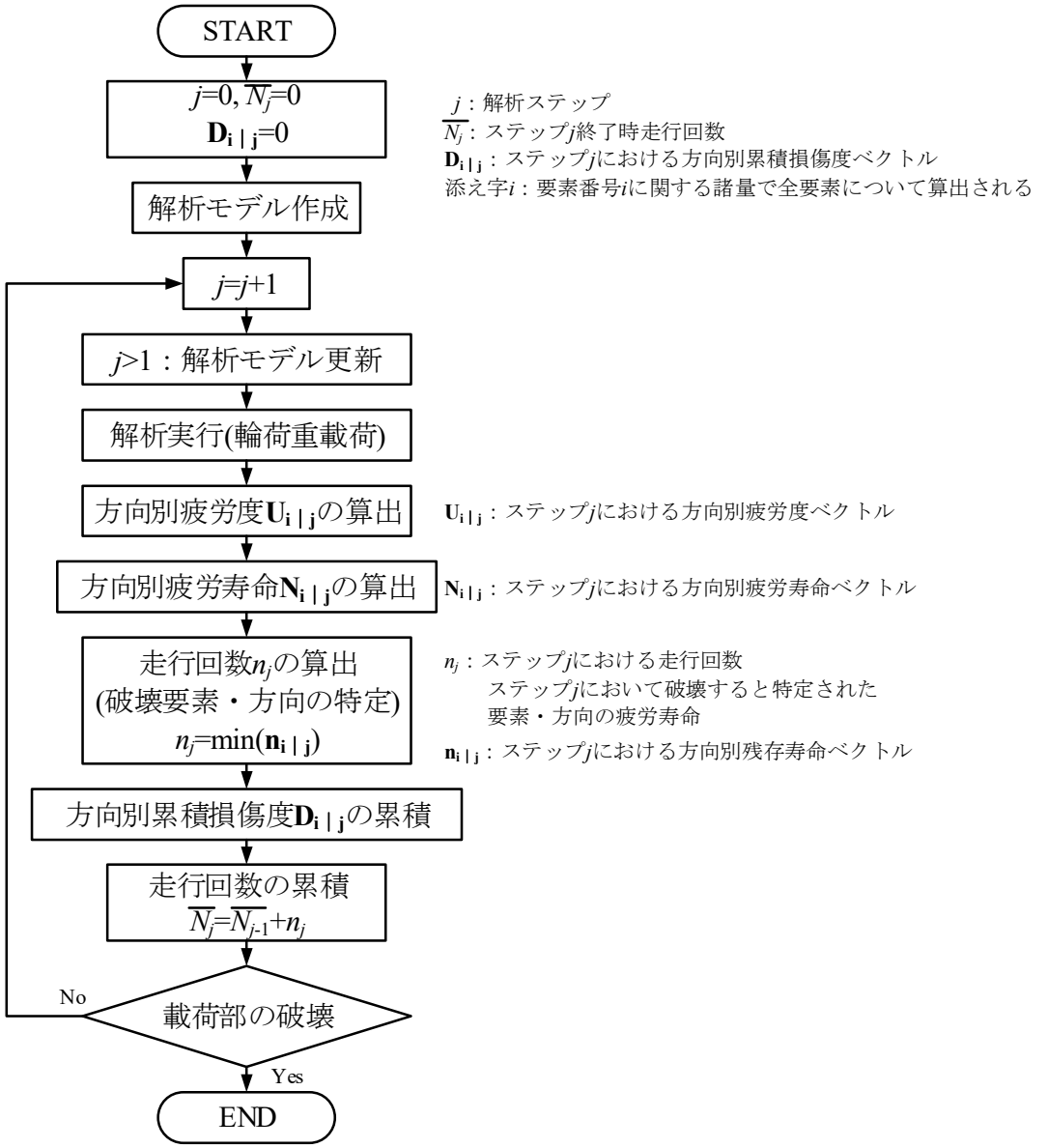
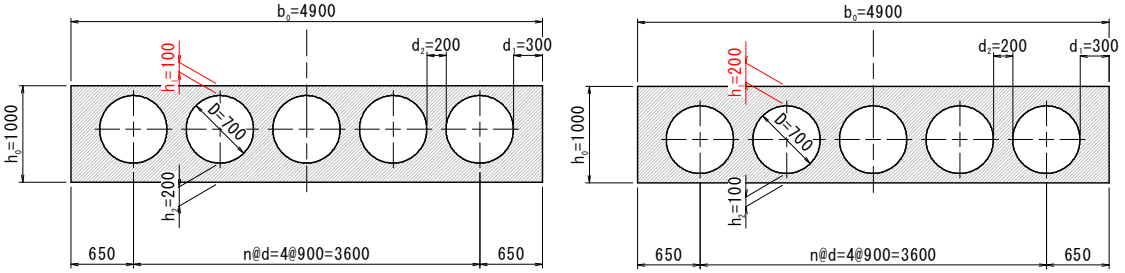


図- 6.1.1　解析フロー図

2）検討対象の断面形状

三次元モデルを作成するにあたって、対象橋梁は、標準的と考えられる範囲である支間長 18m、断面高さ h_0 は 1000mm、 中空型枠径 D は 700mm、中空型枠間隔 d は 900mm とした。上床版厚は **図-** 6.1.2(a)及び(b)に示す断面-1 及び断面-2 のとおり、標準的な 150mm に比べると小さい h_1=100mm と大きい h_1=200mm とした。初めての検討であり、結果には極端な違いが出る方がよいと考えたものである。中空型枠の浮き上がりは **4. 2. 2** に示したとおり、局所的に浮き上がる事例もあるが、本検討では橋軸方向に一様に浮き上がった場合を想定した。

モデル化では簡単のため、張出し床版、地覆、高欄及び舗装等は省略し、支間全長にわたり等断面構造で中間隔壁及び端支点横桁等も省略する。

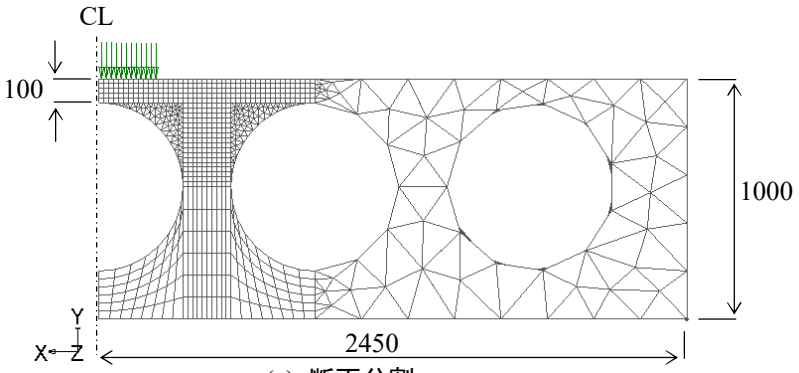


(a)**断面-1**　　(b)**断面-2**

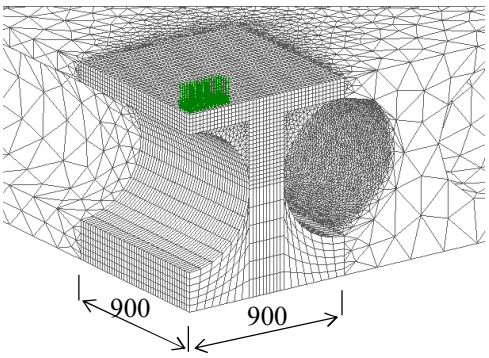
図- 6.1.2　**検討対象とする中空床版橋の断面形状**

3）解析モデル

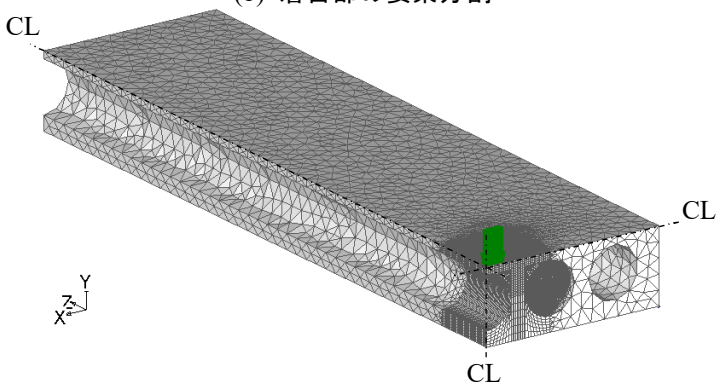
解析には 3 次元弾性有限要素解析モデルを使用し、コンクリート部材のみを対象とした 1/4 モデルとする。疲労による破壊最小単位となる要素の大きさは、**図**- 6.1.3 及び**図**- 6.1.4 に示すように、着目部（同図(b)に示す 900×900mm の範囲）を最小 20mm の立方体で分割できる程度に四角形及び三角形で分割し、橋軸方向には最小 20mm 間隔で押し出した 6 面体及び 4 面体ソリッド要素とする。輪荷重直下のコンクリートに厳しい応力状態となることを期待して、鉄筋はあえてモデル化しない。また、輪荷重による発生応力の影響が顕著にでるように、中空型枠の剛性やコンクリート自重は考慮しない。ただしこのモデル化の結果として、断面下側の引張応力に対する挙動は実際とは大きく異なってくる。これが計算結果に与える影響は今後検討を要する点である。境界条件については**図**- 6.1.5 に示すとおりとする。数値解析に用いるコンクリートの物理定数は**表**- 6.1.1 に示すとおりとする。



(a) 断面分割

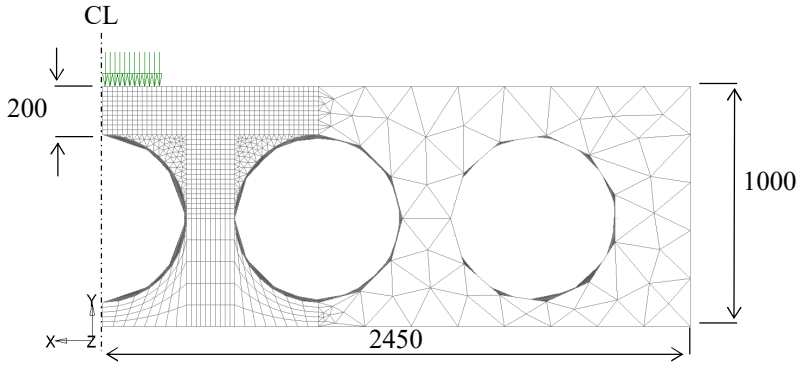


(b) 着目部の要素分割

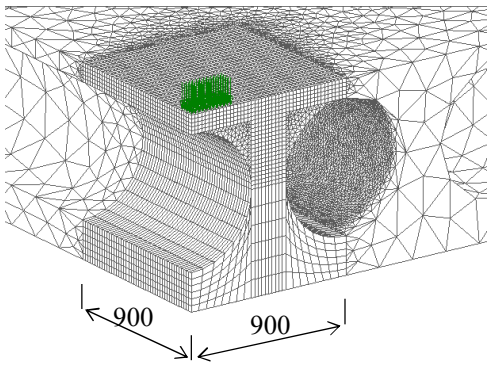


(c) 1/4 モデル

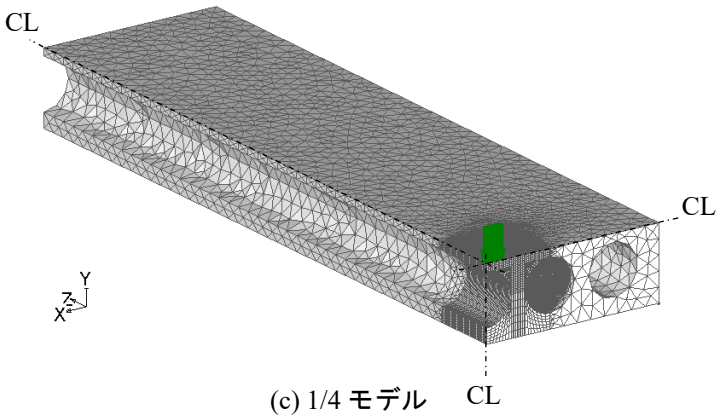
図- 6.1.3　(a)断面-1 の解析モデル



(a) 断面分割



(b) 着目部の要素分割



(c) 1/4 モデル

図- 6.1.4　(b) 断面-2 の解析モデル

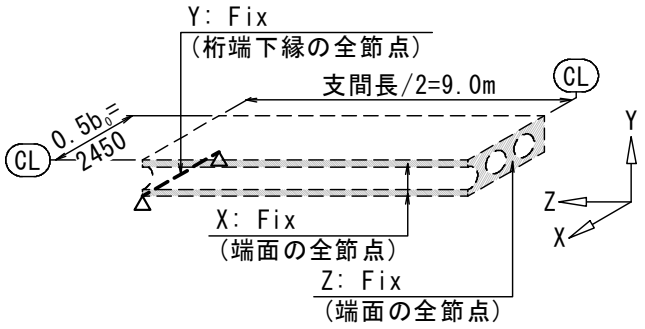


図- 6.1.5　解析モデルの境界条件

表- 6.1.1　数値解析に用いる物理定数および要素種別

使用材料		弾性係数 E [N/mm^2]	ポアソン比 ν	要素種別	備　考
コンクリート	σ_{ck}=24 N/mm^2	2.50×10^4 (劣化前の値)	1/6	ソリッド要素	

4）コンクリート要素の破壊

①各要素の疲労度の算出

解析ステップ j の要素 i における疲労度（弾性ひずみエネルギー）は、方向性を考慮して次式にて算出する（以下、疲労度と称する）。なお疲労度は、圧縮及び引張応力発生時のそれぞれで求める。

$$\begin{cases} U_{ix|j} = \dfrac{1}{2}\sigma_{ix|j}\varepsilon_{ix|j} \\ U_{iy|j} = \dfrac{1}{2}\sigma_{iy|j}\varepsilon_{iy|j} \\ U_{iz|j} = \dfrac{1}{2}\sigma_{iz|j}\varepsilon_{iz|j} \end{cases} \quad \text{----------(6.1)}$$

ここに、　　j　　：載荷ステップ

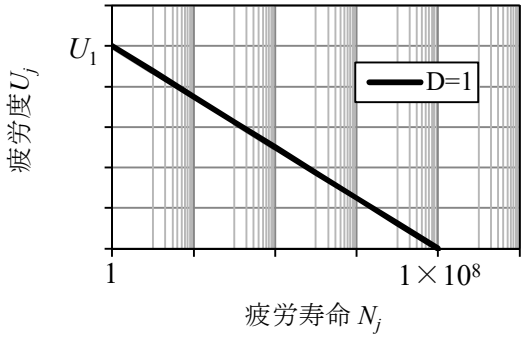
$U_{ix|k}$, $U_{iy|k}$, $U_{iz|k}$　：ステップ j のとき、要素 i に生じる方向別疲労度[N/mm^2]

$\sigma_{ix|k}$, $\sigma_{iy|k}$, $\sigma_{iz|k}$　：ステップ j のとき、要素 i に生じる方向別応力度[N/mm^2]

$\varepsilon_{ix|k}$, $\varepsilon_{iy|k}$, $\varepsilon_{iz|k}$　：ステップ j のとき、要素 i に生じる方向別ひずみ

②コンクリートの被害則

コンクリート要素の被害則は、疲労度が疲労強度に及ぼす影響が不明なため、国総研資料第 844 号 4.4[4]と同様に、便宜上、8 乗の対数則に従うものと仮定する。解析ステップ j における要素 i の方向別疲労度と疲労寿命の関係は**図**- 6.1.6 に示す。



$$U_{i(x,y,z)|j} = \left(1 - \frac{\log(N_{i(x,y,z)|j})}{8}\right)\cdot U_1$$

$$\rightarrow \log(N_{i(x,y,z)|j}) = 8\cdot\left(1 - \frac{U_{i(x,y,z)|j}}{U_1}\right)$$

図- 6.1.6　**疲労度（弾性ひずみエネルギー量）を指標とした場合の** *S-N* **線**

なお、輪荷重載荷 1 回の破壊基準（y 切片）は、静的な破壊強度とみなせることから、コンクリートの圧縮破壊と引張破壊の場合においてそれぞれ次式で表される。本検討では、圧縮破壊時と引張破壊時のコンクリート応力度を σ_{cc}=σ_{ck}=24.0 N/mm^2 及び σ_{ct}=1.91 N/mm^2 とする。

$$\begin{cases} U_1 = \dfrac{1}{2}\sigma_{cc}\varepsilon_{cc} = \dfrac{1}{2E}\sigma_{cc}^2 = \dfrac{24.0^2}{2\times2.5\times10^4} = 1.1520\times10^{-2} & \text{：圧縮破壊時} \\ U_1 = \dfrac{1}{2}\sigma_{ct}\varepsilon_{ct} = \dfrac{1}{2E}\sigma_{ct}^2 = \dfrac{1.91^2}{2\times2.5\times10^4} = 7.2962\times10^{-5} & \text{：引張破壊時} \end{cases} \quad \text{----------(6.2)}$$

ここに、U_1　　：載荷回数 1 回で破壊すると仮定した場合の相当疲労度[N/mm^2]

σ_{cc}，ε_{cc}　：圧縮破壊時の応力[N/mm^2]、ひずみで、σ_{ck} 相当とする

σ_{ct}，ε_{ct}　：引張破壊時の応力[N/mm^2]、ひずみ

$\sigma_{ct} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3} = 1.91$ N/mm^2

σ_{ck}　　：コンクリートの設計基準強度[N/mm^2]

解析ステップ m 終了時の要素 i の方向別累積損傷度は、コンクリートの被害則と方向別疲労度から、圧縮側と引張側においてそれぞれ次式で算出する。要素 i のある方向の累積損傷度が 1 に達したとき、同要素・方向がひびわれたものとみなす。

$$\begin{cases} D_{ix|m} = \sum_{j=1}^{m} \dfrac{n_j}{N_{ix|j}} \\ D_{iy|m} = \sum_{j=1}^{m} \dfrac{n_j}{N_{iy|j}} \\ D_{iz|m} = \sum_{j=1}^{m} \dfrac{n_j}{N_{iz|j}} \end{cases} \quad \text{----------(6.3)}$$

ここに、$D_{ix\,|\,m}, D_{iy\,|\,m}, D_{iz\,|\,m}$：解析ステップ m 終了時における要素 i の累積損傷度

n_j　　：解析ステップ j における載荷回数[回]で、**式(6.5)**で算出される。

$N_{ix\,|\,j}, N_{iy\,|\,j}, N_{iz\,|\,j}$　：要素 i の解析ステップ j における疲労度から算出する疲労寿命[回]で、**式(6.4)**で算出される。

$$\begin{cases} \log\left(N_{ix|j}\right) = 8\left(1 - \dfrac{U_{ix|j}}{U_1}\right) \\ \log\left(N_{iy|j}\right) = 8\left(1 - \dfrac{U_{iy|j}}{U_1}\right) \\ \log\left(N_{iz|j}\right) = 8\left(1 - \dfrac{U_{iz|j}}{U_1}\right) \end{cases} \quad \text{----------(6.4)}$$

③載荷回数

解析ステップ j における載荷回数 n_j は、コンクリート各要素の方向別疲労寿命に j-1 ステップまでの累積損傷度を考慮して算出される残存寿命の内、最も短いものとする。

$$n_j = \min\left(n_{ix|j}, n_{iy|j}, n_{iz|j}\right) \quad \text{(6.5)}$$

ここに、$n_{ix|j}, n_{iy|j}, n_{iz|j}$ ：解析ステップ j における累積損傷度を考慮した方向別残存寿命[回]で、**式(6.6)**により算出される。

$$\begin{cases} n_{ix|j} = \left(1 - D_{ix|j-1}\right) \cdot N_{ix|j} \\ n_{iy|j} = \left(1 - D_{iy|j-1}\right) \cdot N_{iy|j} \\ n_{iz|j} = \left(1 - D_{iz|j-1}\right) \cdot N_{iz|j} \end{cases} \quad \text{(6.6)}$$

解析ステップ m 終了時の載荷回数 $\overline{N_m}$ は、ステップごとの載荷回数を累積して次式で表される。

$$\overline{N_m} = \sum_{j=1}^{m} n_j \quad \text{(6.7)}$$

④コンクリート要素の破壊のモデル化

本検討では、コンクリート要素の破壊による剛性低下を、各方向の疲労の蓄積やそれまでの破壊状態に応じて考慮する。コンクリート要素の剛性低下は、弾性係数 E 及びせん断弾性係数 G を 1/10 に低減することによってモデル化する。

剛性を低下させた要素では、弾性係数 E を低減させた方向のそれまでの累積損傷度が解放されるものとし、同方向の累積損傷度及び疲労度をゼロとする。その後、剛性が低下していない方向についてのみ、輪荷重載荷に対して損傷度を累積し、3 方向（3 回）までそれぞれの方向に対して破壊判定する方法とする。

要素の破壊方向パターンと剛性低下の方法は、**表-** 6.1.2～**表-** 6.1.4 に示すとおりとする。

表- 6.1.2　**1 方向ひびわれに対する剛性低下パターン**

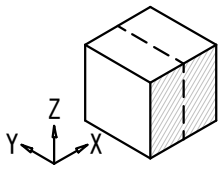
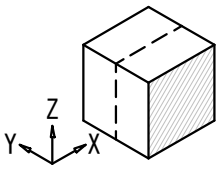
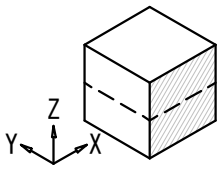
破壊方向	X 方向			Y 方向			Z 方向		
ひびわれ									
弾性係数	*X*	*Y*	*Z*	*X*	*Y*	*Z*	*X*	*Y*	*Z*
	E/10	*E*	*E*	*E*	*E*/10	*E*	*E*	*E*	*E*/10
せん断弾性係数	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*
	G/10	*G*	*G*/10	*G*/10	*G*/10	*G*	*G*	*G*/10	*G*/10

表- 6.1.3　**2 方向ひびわれに対する剛性低下パターン**

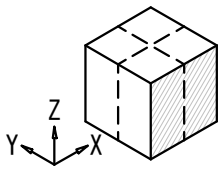
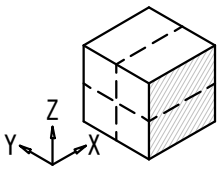
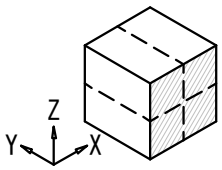
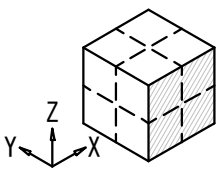
破壊方向	X-Y 方向			Y-Z 方向			Z-X 方向		
ひびわれ									
弾性係数	*X*	*Y*	*Z*	*X*	*Y*	*Z*	*X*	*Y*	*Z*
	E/10	*E*/10	*E*	*E*	*E*/10	*E*/10	*E*/10	*E*	*E*/10
せん断弾性係数	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*
	G/10	*G*/10	*G*/10	*G*/10	*G*/10	*G*/10	*G*/10	*G*/10	*G*/10

表- 6.1.4　**3 方向ひびわれに対する剛性低下パターン**

破壊方向	X-Y 方向		
ひびわれ			
弾性係数	*X*	*Y*	*Z*
	E/10	*E*/10	*E*/10
せん断弾性係数	*X-Y*	*Y-Z*	*Z-X*
	G/10	*G*/10	*G*/10

⑤輪荷重移動載荷時の応力分布

a）載荷荷重

載荷荷重は、合力 ΣP=100kN の輪荷重（載荷ブロックは 200×500mm）を支間中央部 1 箇所（真中の中空型枠上部）に静的載荷することを想定し、1/4 モデルに対し、**図-** 6.1.7 に示す位置に ΣP=25kN を載荷する。輪荷重載荷ブロックは 200×500mm とする。載荷方法や荷重種別が異なるため一概に比較はできないが、鉄筋コンクリート床版の輪荷重載荷試験では 1×10^5 のオーダー回数まで繰り返し載荷することが多く、これを参考に本計算ではそれよりも多い 1×10^9 のオーダー回数まで載荷した。

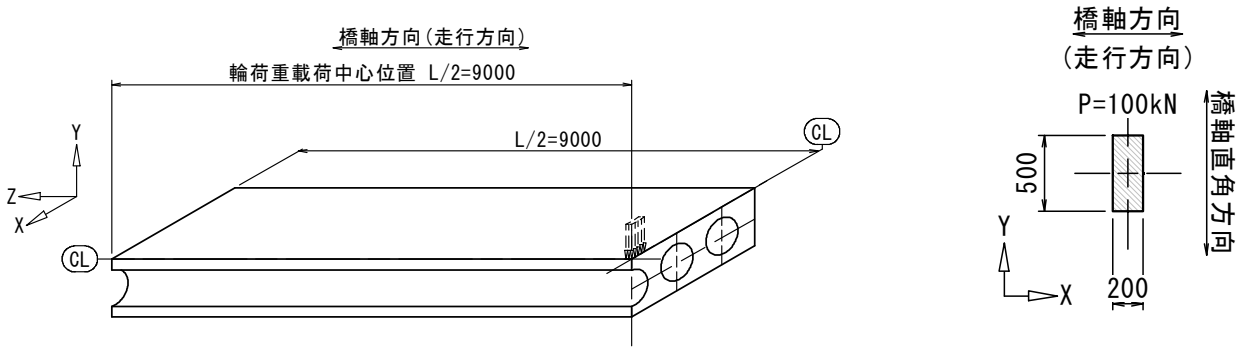


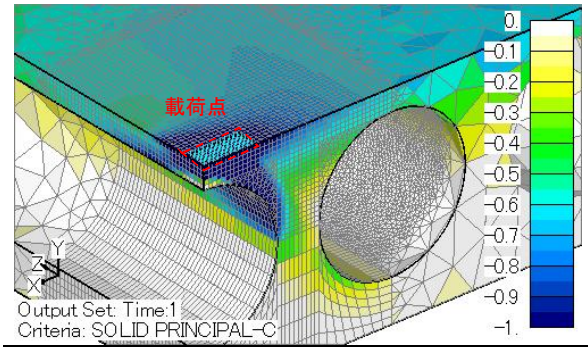
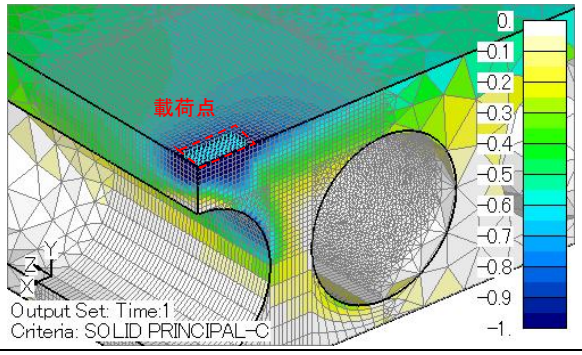
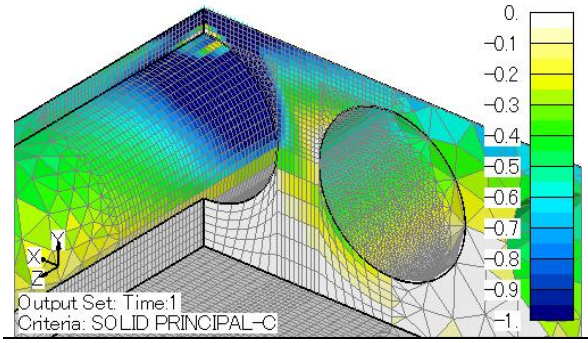
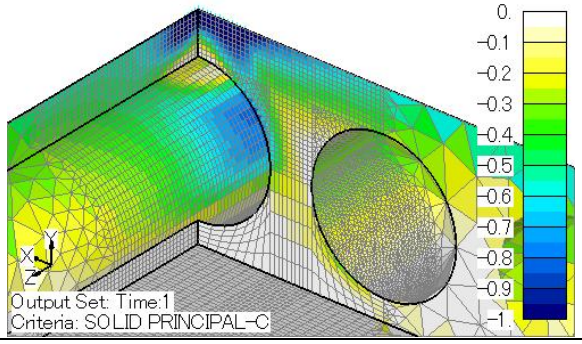
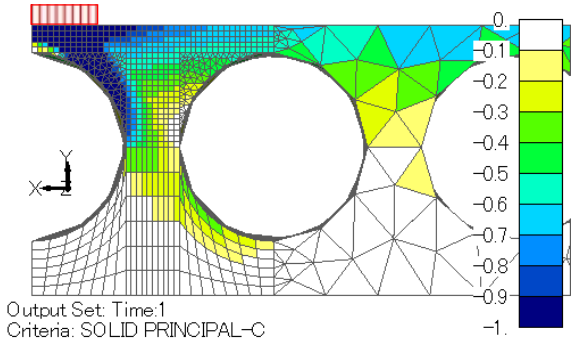
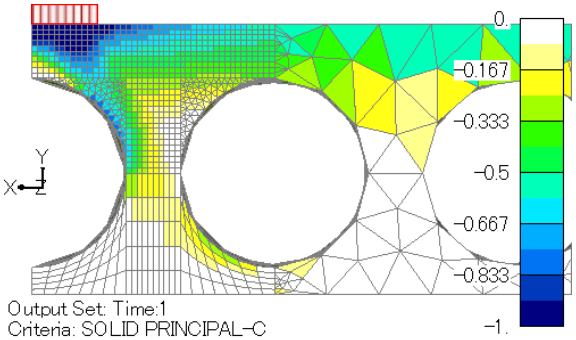
図- 6.1.7　**荷重載荷条件**

b）応力分布

b-1）最小主応力（主圧縮応力度）分布

各検討断面について、初期の載荷（コンクリート要素剛性低下前）における最小主応力分布を**表-** 6.1.5 に示す。いずれの結果とも、中空型枠上部からウェブの間に渡って圧縮ストラットが形成されていることが分かり、上床版厚が 100mm 程度あれば、設計の前提として想定している圧縮ストラットによる耐荷機構がコンクリート内部に形成されていると考えられる。

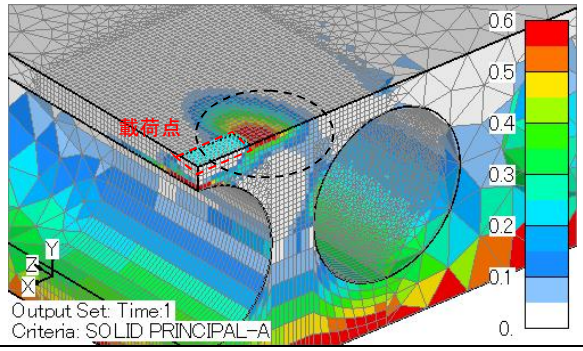
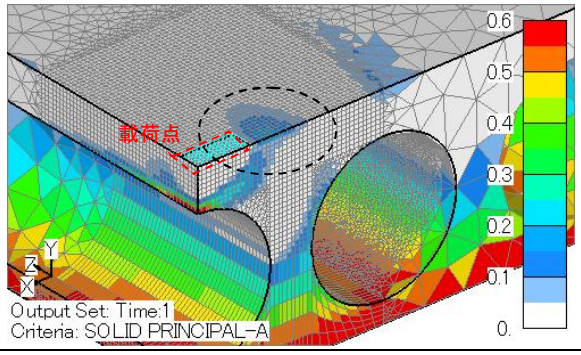
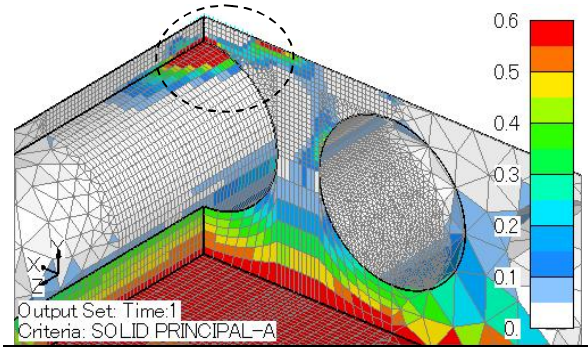
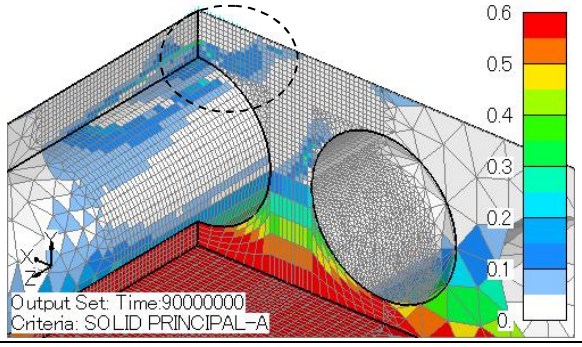
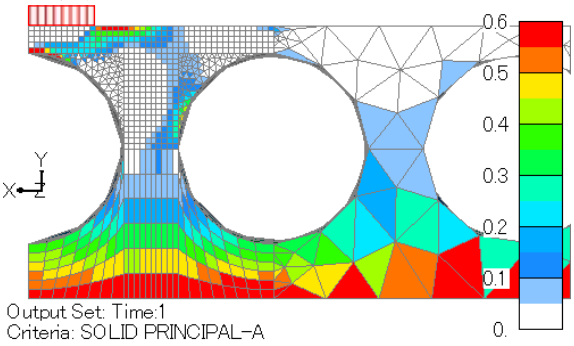
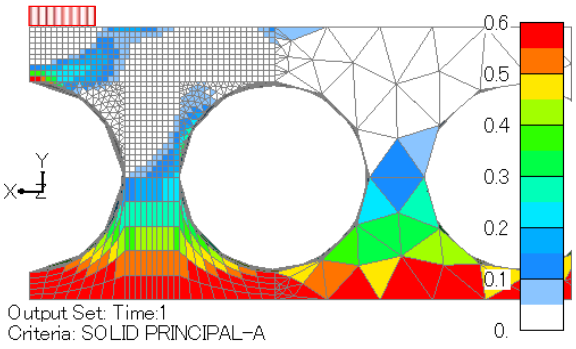
表- 6.1.5　**各検討断面での最小主応力分布の比較**

(a)**断面-1**：h_1=100mm	(b)**断面-2**：h_1=200mm
・上面（俯瞰図） 	
・下面（仰視図） 	
・断面図 	

b-2）最大主応力（主引張応力度）分布

各検討断面について、初期の載荷（コンクリート要素剛性低下前）における最大主応力分布を**表-** 6.1.6 に示す。いずれの結果とも、中空型枠上部での引張応力の拡がり方は局所的であることから、RC 床版とは異なり、中空型枠位置に輪荷重が来たときにコンクリートに局所的に負荷が生じることが分かる。

表- 6.1.6　各検討断面での最大主応力分布の比較

(a)断面-1：h_1=100mm	(b)断面-2：h_1=200mm
・上面（俯瞰図） 	
・下面（仰視図） 	
・断面図 	

b-3）累積損傷の拡がり

定点の繰返し載荷によって、**式**(6.3)に示す各方向の累積損傷度 D が 1 に達し、引張及び圧縮破壊により剛性低下した様子を**表**- 6.1.7～**表**- 6.1.14 に示す。**表**- 6.1.7～**表**- 6.1.14 では、剛性低下の拡がりを当該載荷回数 $\overline{N_m}$ 別に示しており、赤色は引張破壊、青色は圧縮破壊を示している。

表- 6.1.7　**載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化**

（主版上面：俯瞰図）(a)断面-1（1/2）

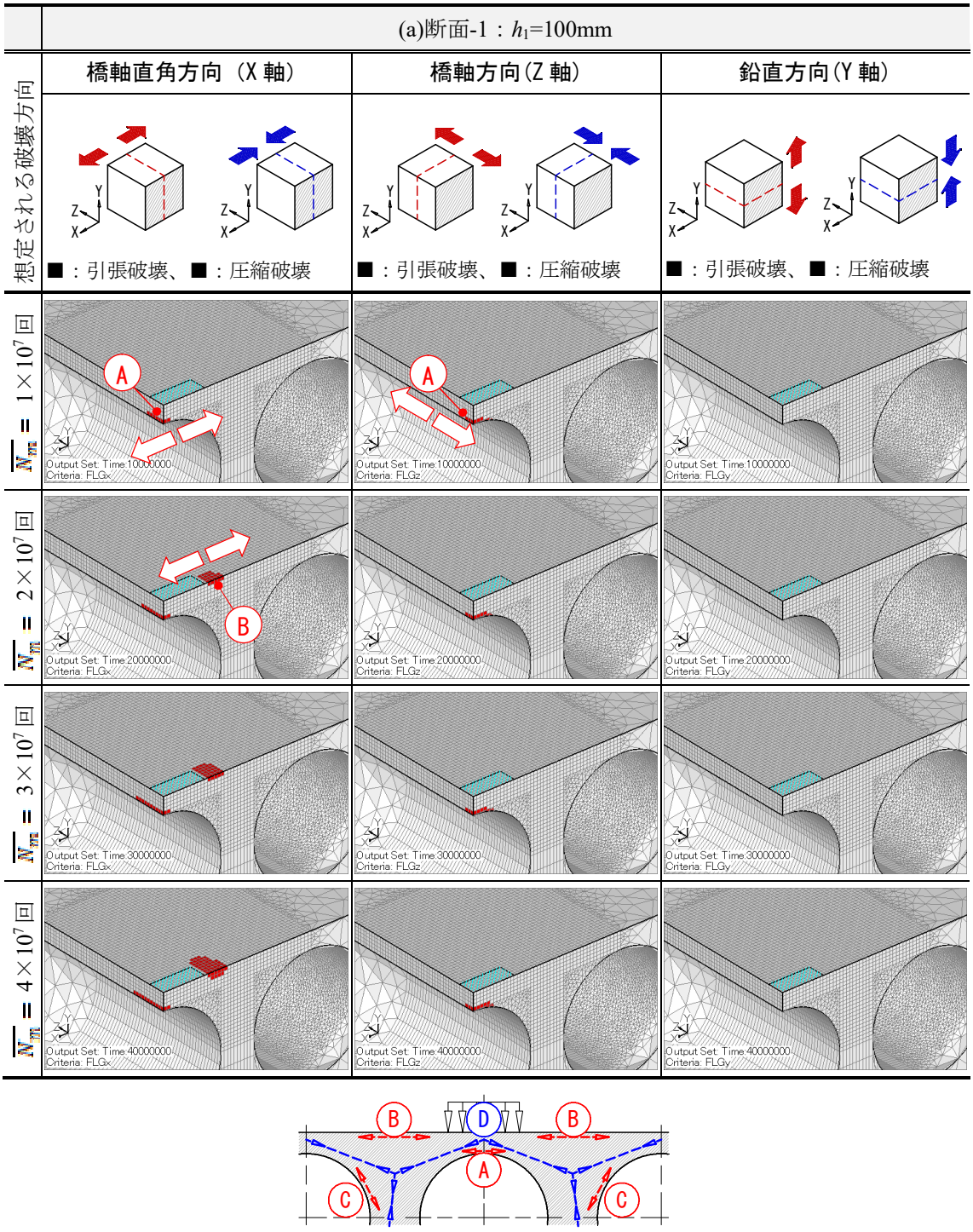
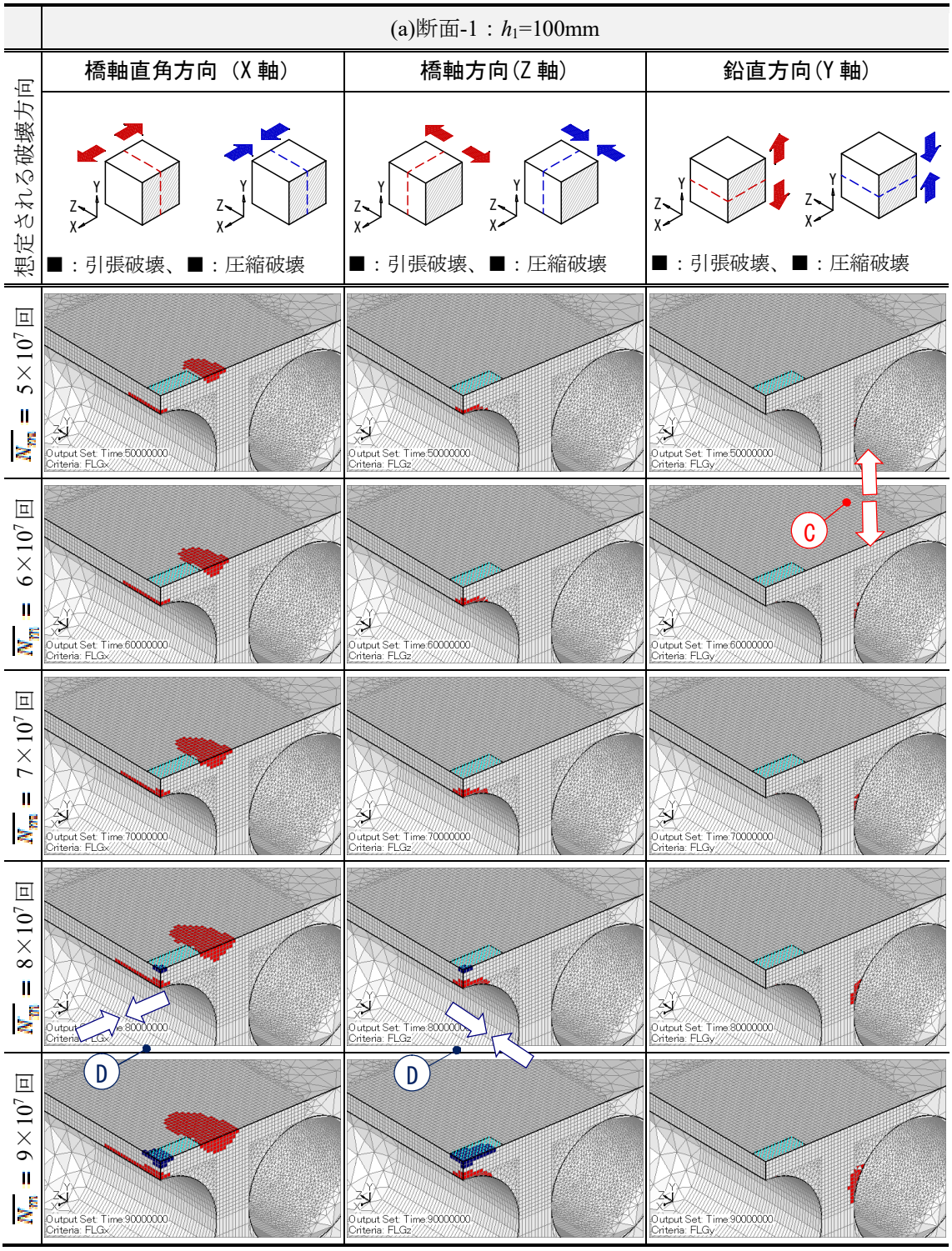


表- 6.1.8　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（主版上面：俯瞰図）(a)断面-1（2/2）



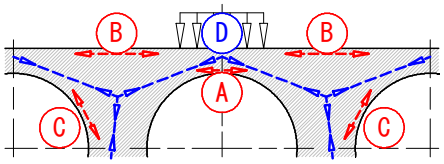


表- 6.1.9　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（中空型枠上面：仰視図）(a)断面-1（1/2）

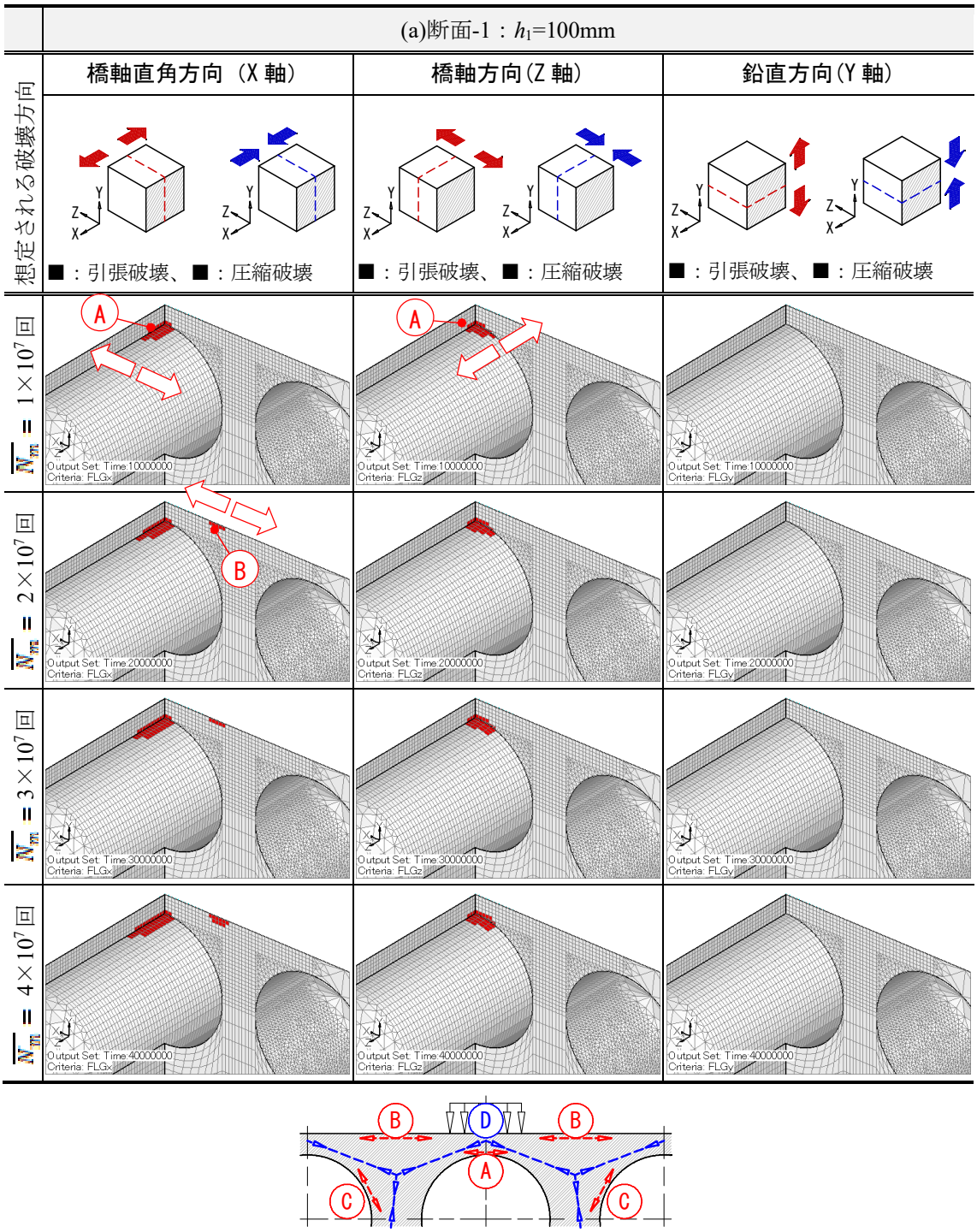
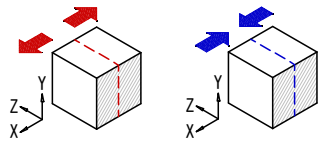
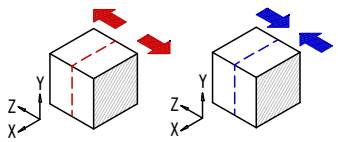
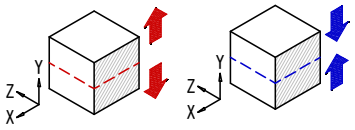
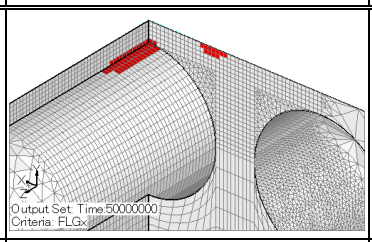
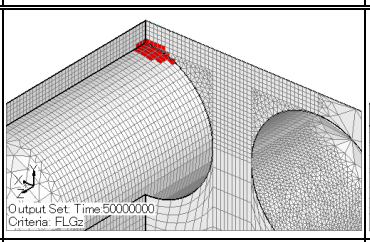
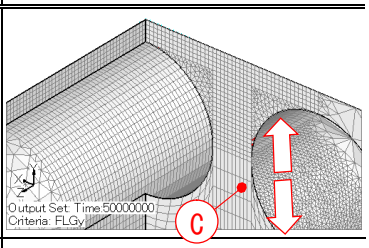
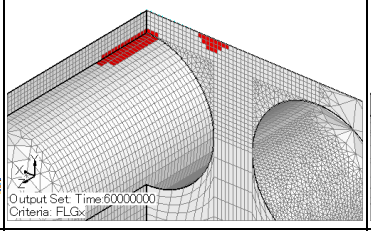
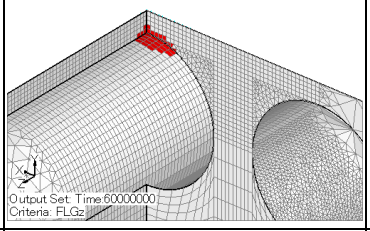
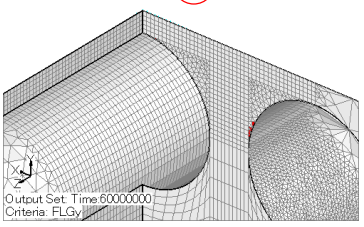
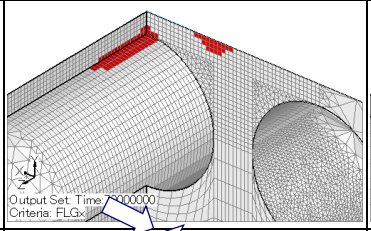
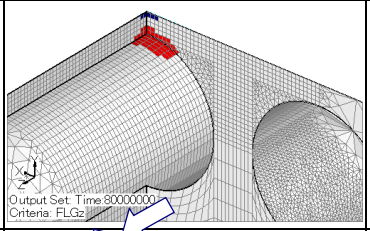
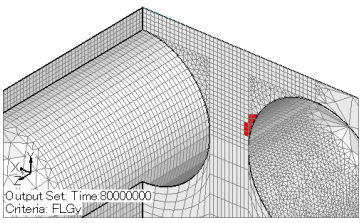
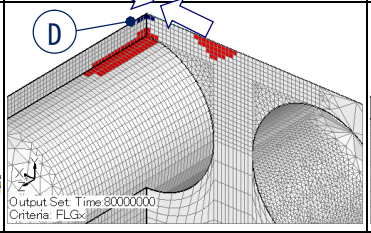
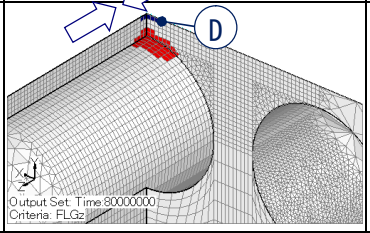
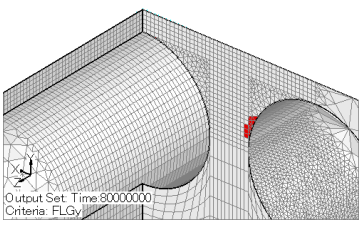
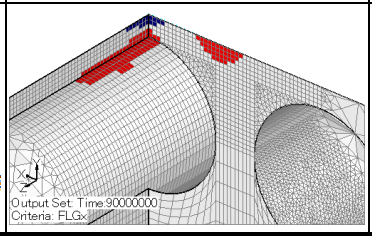
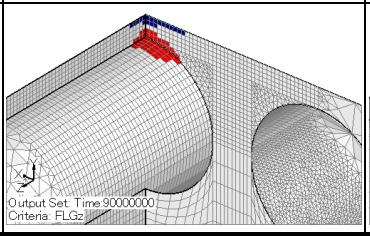
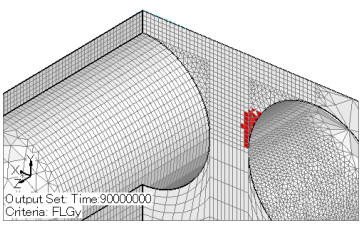


表- 6.1.10　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（中空型枠上面：仰視図）(a)断面-1（2/2）

想定される破壊方向	(a)断面-1：h_1=100mm		
	橋軸直角方向（X 軸）	橋軸方向(Z 軸)	鉛直方向(Y 軸)
	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊
N_m = 5×10^7 回			
N_m = 6×10^7 回			
N_m = 7×10^7 回			
N_m = 8×10^7 回			
N_m = 9×10^7 回			

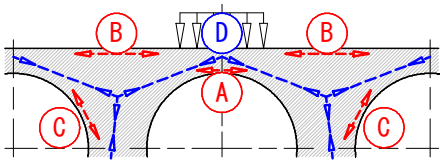
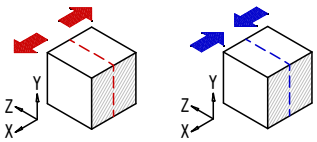
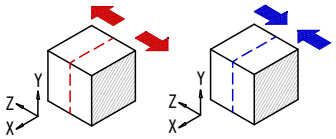
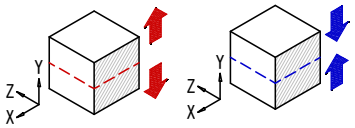
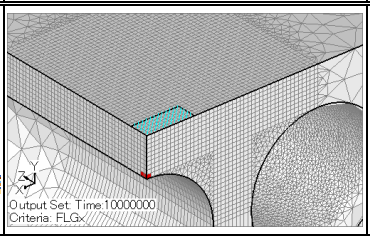
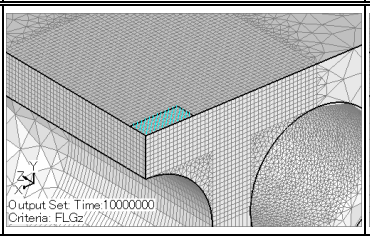
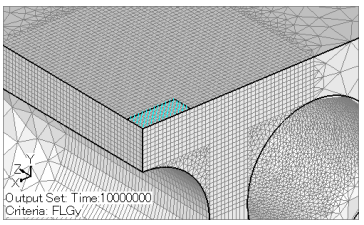
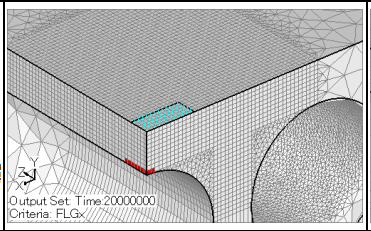
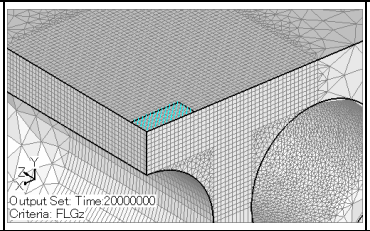
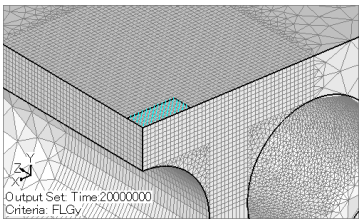
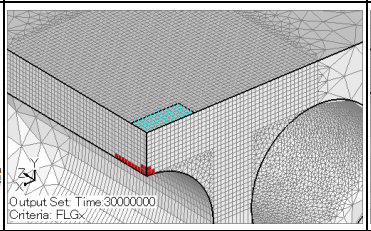
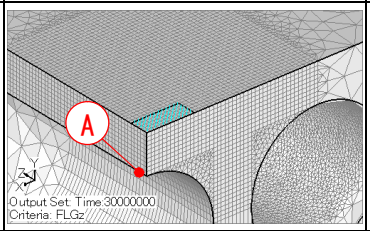
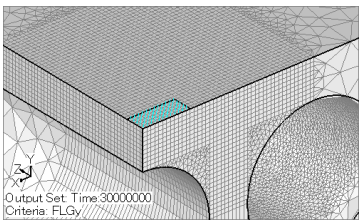
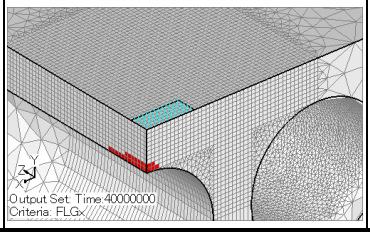
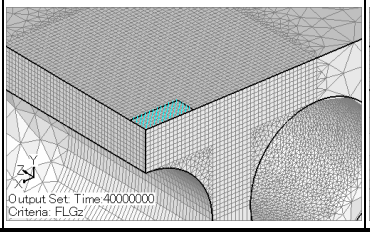
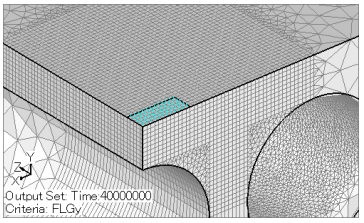


表- 6.1.11　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（主版上面：俯瞰図）(b)断面-2（1/2）

	(b)断面-2：h_1=200mm		
想定される破壊方向	橋軸直角方向（X 軸）	橋軸方向(Z 軸)	鉛直方向(Y 軸)
	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊
$\overline{N_m}$ = 1×10^7 回			
$\overline{N_m}$ = 2×10^7 回			
$\overline{N_m}$ = 3×10^7 回			
$\overline{N_m}$ = 4×10^7 回			

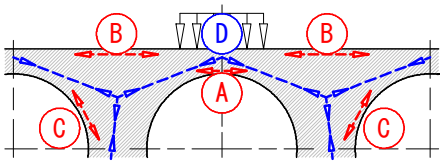
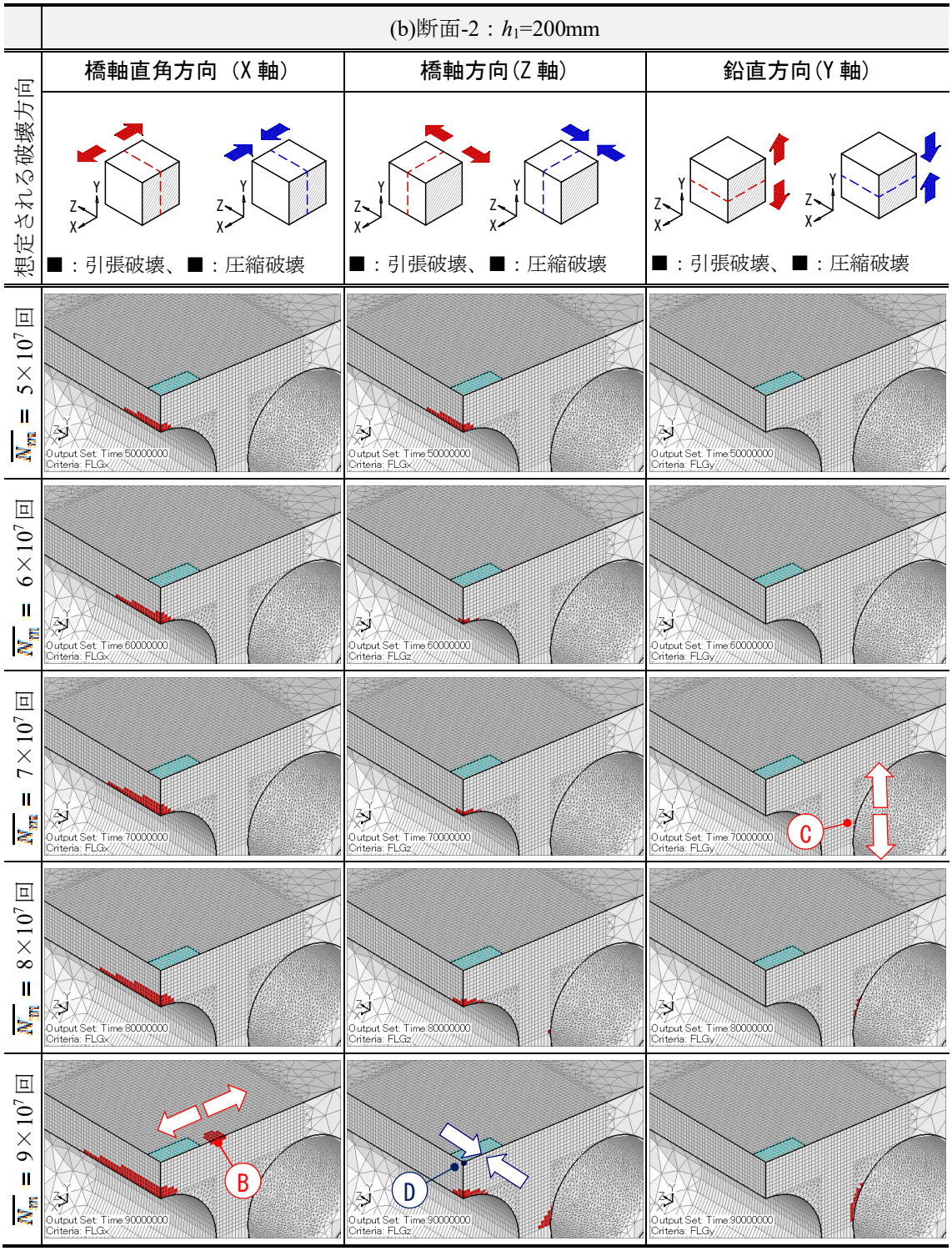


表- 6.1.12　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（主版上面：俯瞰図）(b)断面-2（2/2）



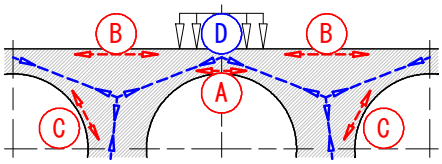
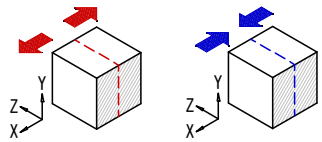
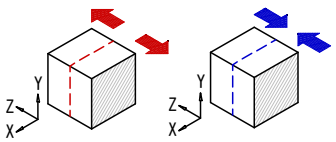
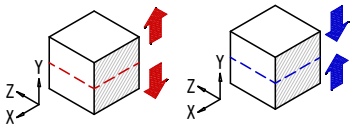
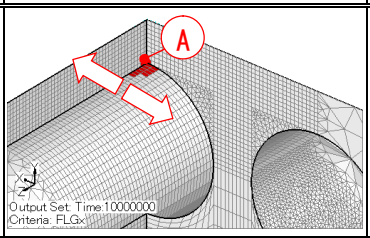
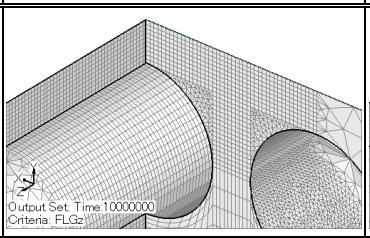
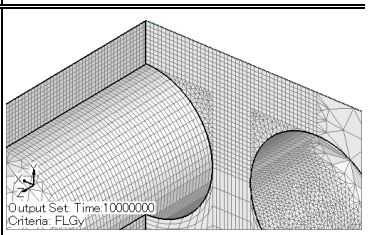
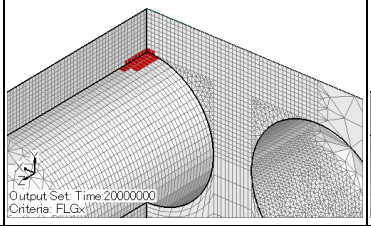
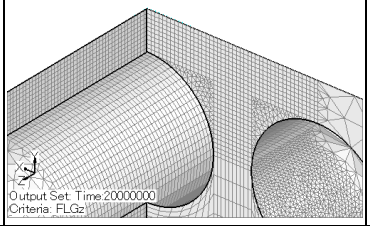
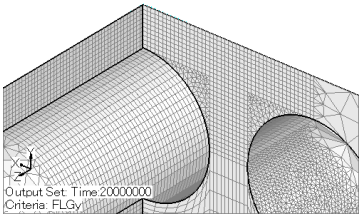
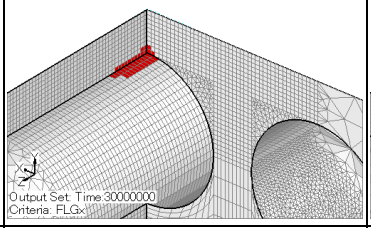
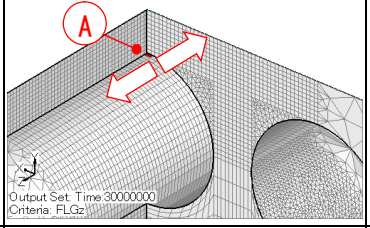
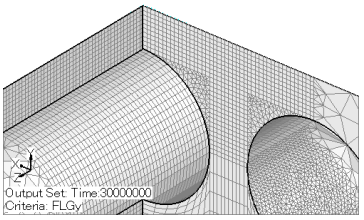
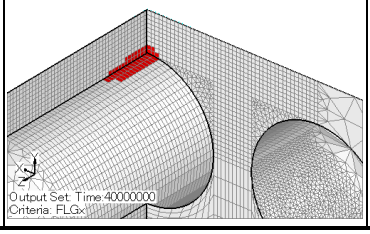
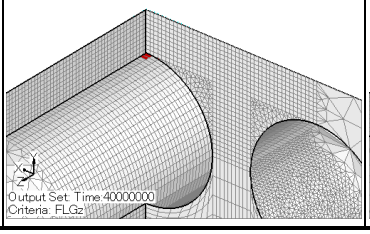
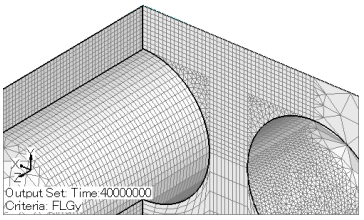


表- 6.1.13　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（中空型枠上面：仰視図）(b)断面-2（1/2）

	(b)断面-2：h_1=200mm		
想定される破壊方向	橋軸直角方向（X 軸）	橋軸方向(Z 軸)	鉛直方向(Y 軸)
	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊	 ■：引張破壊、■：圧縮破壊
$\overline{N_m}$ = 1×10^7 回			
$\overline{N_m}$ = 2×10^7 回			
$\overline{N_m}$ = 3×10^7 回			
$\overline{N_m}$ = 4×10^7 回			

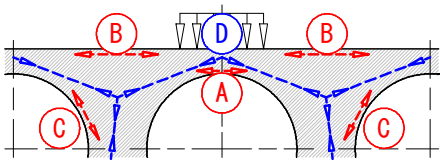


表- 6.1.14　載荷回数の増加に伴うコンクリート要素の剛性低下範囲の変化

（中空型枠上面：仰視図）(b)断面-2（2/2）

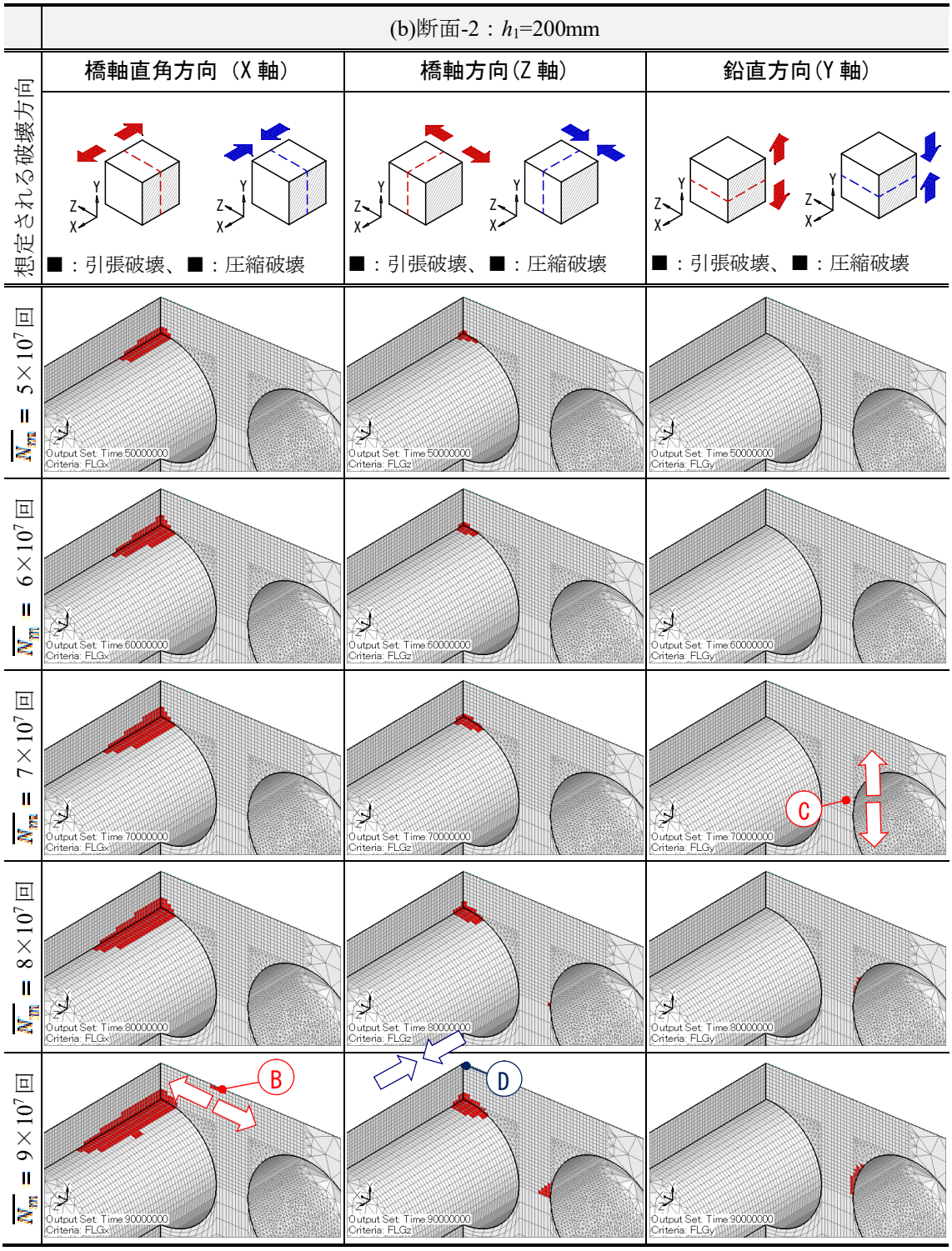


表- 6.1.7～**表**- 6.1.14 の結果より、(a)断面-1 と(b)断面-2 のそれぞれで破壊に至った箇所とその順序をとりまとめて、両者を比較した結果を**表**- 6.1.15 及び**図**- 6.1.8 に示す。(a)断面-1 及び(b)断面-2 ともに中空型枠上面（**図**- 6.1.8 にて[A]で示す引張領域）が最初に剛性が低下する。その後、かぶり厚の小さいケース（(a)断面-1）では、床版橋上面（**図**- 6.1.8 にて[B]で示す引張領域）の輪荷重近傍の要素で剛性低下が生じ、続いて載荷領域直下の圧縮領域（**図**- 6.1.8 中[C]）のコンクリート要素と床版橋上面の引張領域で剛性低下が生じ、[B][C]ともその範囲が拡大していく様子が見られる。

したがって、[B][C]の引張領域が拡大していく傾向からすれば、かぶり厚が小さくなるほど、繰り返し影響を受けやすくなる傾向があることが推定される。一方で、今回計算した範囲では、$N_m=1\times10^9$ のオーダー回数まで繰り返し載荷した状態においても圧縮ストラット部で疲労寿命に達した要素はなかった。⑤b）でまとめた応力分布でもみられたとおり、圧縮領域は十分残っており、局所的に圧縮応力が大きくならないことから、繰り返し回数が増えても破壊に達する領域の広がりが一定の範囲に留まった計算結果となるのは合理的と考えられる。

前述のように本計算で直接寿命を推定できるものではないが、設計で確保すべきとされている厚さである 150mm を 50mm 下回っても、疲労耐久性が著しく低下することはなさそうである。例えば、舗装の打替えのタイミングで変状等を確認し、必要に応じてコンクリートに発生する引張応力を低減する措置を取るなどで、長寿命化のための対策が可能であることを示唆する結果と考えられる。

表- 6.1.15　想定される破壊（コンクリート要素の剛性低下）箇所とその順序

順序	【(a)**断面**-1：h_1=100mm】		【(b)**断面**-2：h_1=200mm】	
1	【A】中央中空型枠上面	引張	【A】中央中空型枠上面	引張
2	【B】**主版上面**（載荷ブロック周囲）	引張	【C】隣接中空型枠側面	引張
3	【C】隣接中空型枠側面	引張	【B】**主版上面**（載荷ブロック周囲）	引張
4	【D】**主版上面**（載荷ブロック直下）	圧縮	【D】**主版上面**（載荷ブロック直下）	圧縮

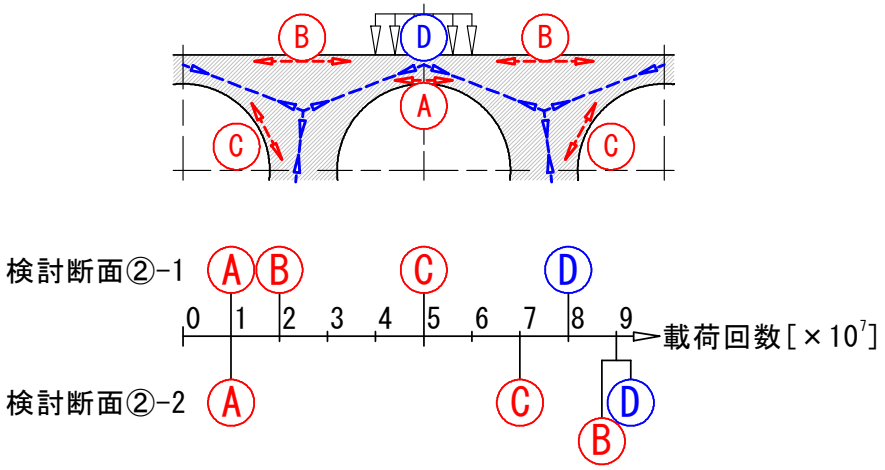


図- 6.1.8　想定される断面内での応力分布と破壊に至る順序

6.2 解析結果に基づく点検時の着目点及び補修時の留意事項

本章での検討から得られた知見は以下のとおりである。

①耐荷力

・踏み抜きに関しては、浮き上がりが生じた状態で輪荷重が載荷されたときに、耐荷機構（アーチアクション）を有しているかが重要であると考えられる。**表-** 6.1.5 に示したように、中空型枠上部の床版厚（上床版厚）が 100mm あれば、初期の載荷荷重に対して圧縮ストラットが形成され、アーチアクション効果が期待できると考えられた。よって中空床版橋の設計で標準的な上床版厚 150mm に対し 50mm 程度下回ったとしても、少なくとも耐荷機構は喪失していないと考えられる。

・**表-** 6.1.6 に示したように、上床版厚が 200mm の場合は、型枠下面側の床版厚が薄くなり、初期の載荷荷重に対して床版下面に引張応力が生じる範囲が広くなる傾向であった。ただし、本モデルでは鉄筋を考慮していないため、型枠上部の床版厚が 200mm 程度であれば、実際の挙動としては鉄筋が負担できる程度であると考えられる。

②耐久性

・**表-** 6.1.15 に整理したように、[B][C]の引張領域が拡大していく傾向からは、上床版厚が小さいほど、繰り返し作用に対する影響を受けやすくなると考えられる。ただし、本検討で解析を行った h_1=100mm のケースでは、中空床版橋の耐荷機構となる圧縮ストラット領域は十分に分布しており、繰り返し載荷に対しても圧縮破壊が生じる箇所は限定的である。

・本検討からは、中空床版橋の設計で確保すべきとされている床版厚さである 150mm を 50mm 下回ったとしても、必ずしも疲労耐久性に対して応急的な対策が必要とならない可能性が示された。

・中空床版橋では、中空型枠上部に輪荷重が載荷されたときに、コンクリートに局所的に負荷が生じる。既設の中空床版橋では輪荷重が頻繁に載荷される位置を把握することによって、疲労耐久性に対して予防的な保全を検討する際の一助になるものと考えられる。

【6 章の参考文献】

2) 飯土井剛、唐木正史、平野至史、窪田光作：上床版厚が不足する中空床版橋の応力性状及び耐荷力照査方法等の検討，土木学会構造工学論文集 Vol.65A，pp634～pp645，2019 年 3 月

3) 松下拓樹、安里俊則、福田雅人、徳光卓：中空床版橋の円筒型枠直上部の床版厚が床版の耐荷性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp343，2017

4) コンクリート系床版の疲労耐久性の解析的評価手法の開発，国総研資料第 844 号，2015.3

7章.　中空型枠の浮き上がりや型枠内部の滞水の影響に関する状態の評価のまとめ

本編では、中空床版橋の状態を評価するため、主な損傷である踏み抜きと滞水に着目して整理した。

7.1 踏み抜き、浮き上がり

・踏み抜きの事例調査では、中空型枠上部の床版厚（上床版厚）が不足している箇所で踏み抜きが生じていた。
・既往の床版厚調査事例では、電磁波レーダー探査により上床版厚を調査しており、2001 年以前に作られた既存の RC 中空床版橋の約 30%で上床版厚が設計値未満である可能性がある。
・踏み抜きが発生する主要因は、中空型枠の浮き上がりによる上床版厚不足であると考えられるため、本研究で FEM にて解析した。その結果、上床版厚が薄いほど繰り返し作用の影響が大きくなるものの、上床版厚が少なくとも 100mm 程度確保できていれば疲労耐久性において直ちに影響を及ぼすことはなさそうであることが分かった。
・上床版厚が薄い場合を研究した既往の事例のとおり、アーチアクションが働かない前提で、片持ち梁と仮定して耐荷力を計算するという方法は、本研究で実施した解析によると、上床版厚 100mm では圧縮ストラットが形成されていたことから、コンクリートの状態が健全であれば安全側の結果を与えると考えられる。
・一方、100mm を下回る場合の耐荷力や耐久性については、橋の条件によって変わるものと考えられ、個別に検討が必要であると考えられる。特に、既往の研究でパラメータにしていたように、上床版厚、鉄筋のかぶり、ボイド管の径などに加え、実際の重交通量も影響するものと考えられる。
・適切な方法により上床版厚を調査し、上床版厚が 100mm を下回る場合は、補修・補強の必要性を検討するように計画するのが望ましいと考えられる。なお、どのような方法を用いるにしても、計測誤差も考慮して検討をする必要がある。
・上床版厚を 100mm 以上確保できている場合でも、例えば舗装打換えで床版を削り、100mm を下回ることも考えられることから、舗装を剥がす際には床版の状態調査を加えるか、舗装打換え計画に合わせて補修・補強を計画するのが望ましいと考えられる。

7.2 滞水

・滞水が疑われた事例では、床版下面に遊離石灰などの変状が生じている例が多かった。
・橋面の横断勾配の低い側と、下面の漏水痕などの変状の位置が平面的に一致する傾向にあった。
・水抜き孔がある場合には、その周辺が濡れていたり、苔や錆が見られたりした。
・水の供給に関しては、橋面防水の未施工により、歩道部の調整コンクリートと床版コンクリートの境界部の隙間から橋面水が浸透した可能性が考えられる。
・水の排水に関しては、水抜き孔がない、排水性の低下（中空型枠の変形や水抜き孔の目詰まり）が原因で滞水が生じるものと考えられる。
・橋面からの水の供給がある場合はそれを止める必要がある。したがって、点検等で着目すべき点として、防水層の施工時期及び歩車道境界部の施工範囲が考えられる。なお、床版防水は、1987 年頃から徐々に適用がなされたものと考えられるが、平成 14 年の道路橋示方書改定までは必須事

項ではなかったことから、既設橋に対しては長期間床版防水がない状態であった可能性も考えられる。

・対策として、床版防水等の措置も重要であるが、橋面からの水の供給を完全に塞ぐことは難しいことや、結露等により滞水することも考えられることから、中空型枠には水抜き孔を設置することが重要であると考えられる。

・中空床版橋の維持管理において、排水性の観点からは、点検時に水抜き孔の有無、並びに水抜き孔の目詰まりの有無、また、その他内部の滞水の可能性を確認することが重要であると考えられる。

Ⅱ-2　目 次

1 章.　概要 Ⅱ-75
1.1　研究の背景と目的 Ⅱ-75
1.2　研究の流れ Ⅱ-76

2 章.　対策事例に関する調査 Ⅱ-77
2.1　対策事例の調査 Ⅱ-77
2.1.1　型枠材として充填材を用いた床版打替え Ⅱ-77
2.1.2　型枠材として吊り型枠を用いた床版打替え Ⅱ-81
2.2　事例調査を踏まえた検討課題の抽出 Ⅱ-83

3 章.　設計・施工前の調査の留意点に関する検討 Ⅱ-84
3.1　中空型枠上部の床版厚測定方法 Ⅱ-84
3.2　非破壊計測結果と微破壊計測結果の比較 Ⅱ-84
3.2.1　車載式電磁波レーダーと上面削孔の比較 Ⅱ-84
3.2.2　車載式電磁波レーダーと下面削孔の比較 Ⅱ-85
3.2.3　各計測方法の妥当性について Ⅱ-89
3.3　調査方法の提案 Ⅱ-89

4 章.　補修施工方法に対する検証検討 Ⅱ-90
4.1　型枠材の要求性能の整理 Ⅱ-90
4.1.1　各種規準書類による型枠材の要求事項 Ⅱ-90
4.1.2　中空床版上部に対する型枠材の性能指標の整理 Ⅱ-92
4.2　型枠材の施工方法に対する実験的検証 Ⅱ-93
4.2.1　中空型枠上部の踏み抜きにおける補修方法の実験的検証（試験） Ⅱ-93
4.2.2　試験結果 Ⅱ-100
4.3　型枠材の性能指標の確認 Ⅱ-105
4.4　施工方法のまとめと留意事項 Ⅱ-106
4.4.1　対策範囲の設定 Ⅱ-106
4.4.2　実験結果から得られた知見と改善事項 Ⅱ-106

Ⅱ-2　中空床版の踏み抜き対策

1章.　概要

1.1 研究の背景と目的

コンクリート床版橋に分類される場所打ちコンクリート中空床版橋（以下、中空床版橋）は、中空型枠を用いて、コンクリート床版を空洞化させた橋梁形式である。国土交通省が管理する中空床版橋は、1950 年代から 10 年ごとに 200～500 橋の整備が進められているが、整備開始から 50 年以上を経過した現在、中空床版橋特有の損傷事例として、中空型枠上部の踏み抜きが数例報告されている。踏み抜きの要因に関わらず、突発的な踏み抜き事故が発生した場合には迅速な対応が必要となるが、これまで発生事例が少なく、対策についての情報が不足しているなど、対応策の立案が滞ることが懸念される。例えば、中空床版橋の場合、軽量化のために中空部を設けている構造であることから、中空部をコンクリートで充填することは現実的ではなく、諸元の決定や材料、施工方法の選定が課題となる。

そこで、本編「**Ⅱ-2 中空床版の踏み抜き対策**」では、踏み抜き事故が発生した場合の迅速な対応に資するよう、対策範囲や方法の選定、諸元の決定、施工方法や管理方法を提案することを目的としている。主には、事故後の緊急対策の実施を対象にしているが、対策の方法、施工方法や管理方法は、同じ橋の別箇所での発生の予防や、異なる橋での予防的な対策の実施においても基本的には変わらないと考えられ、本編の研究成果は適宜参考にできると考えられる。

1.2 研究の流れ

本章の構成は、**図**-1.2.1 及び以下に示す。

「1 章 概要」では、本研究の背景及び目的、研究の流れを示す。

「2 章 対策事例に関する調査」では、中空型枠上部の踏み抜きに対して実施された補修事例を収集し､発泡ウレタン等の充填材を用いる方法や吊り型枠を用いる方法について整理するとともに、事例調査を踏まえた検討課題を抽出する。

「3 章 設計・施工前の調査の留意点に関する検討」では、設計や施工をするにあたり行う調査について、一般に行われている電磁波レーダー法とそれ以外の手法を比較した既往の事例を整理・分析し、調査にあたり考慮すべき点や調査方法を提案する。

「4 章 補修施工方法に対する検証検討」では、補修時の型枠の要求性能について、事例調査並びに実験的検証に基づいて、設計・施工方法の標準的な流れを提案する。

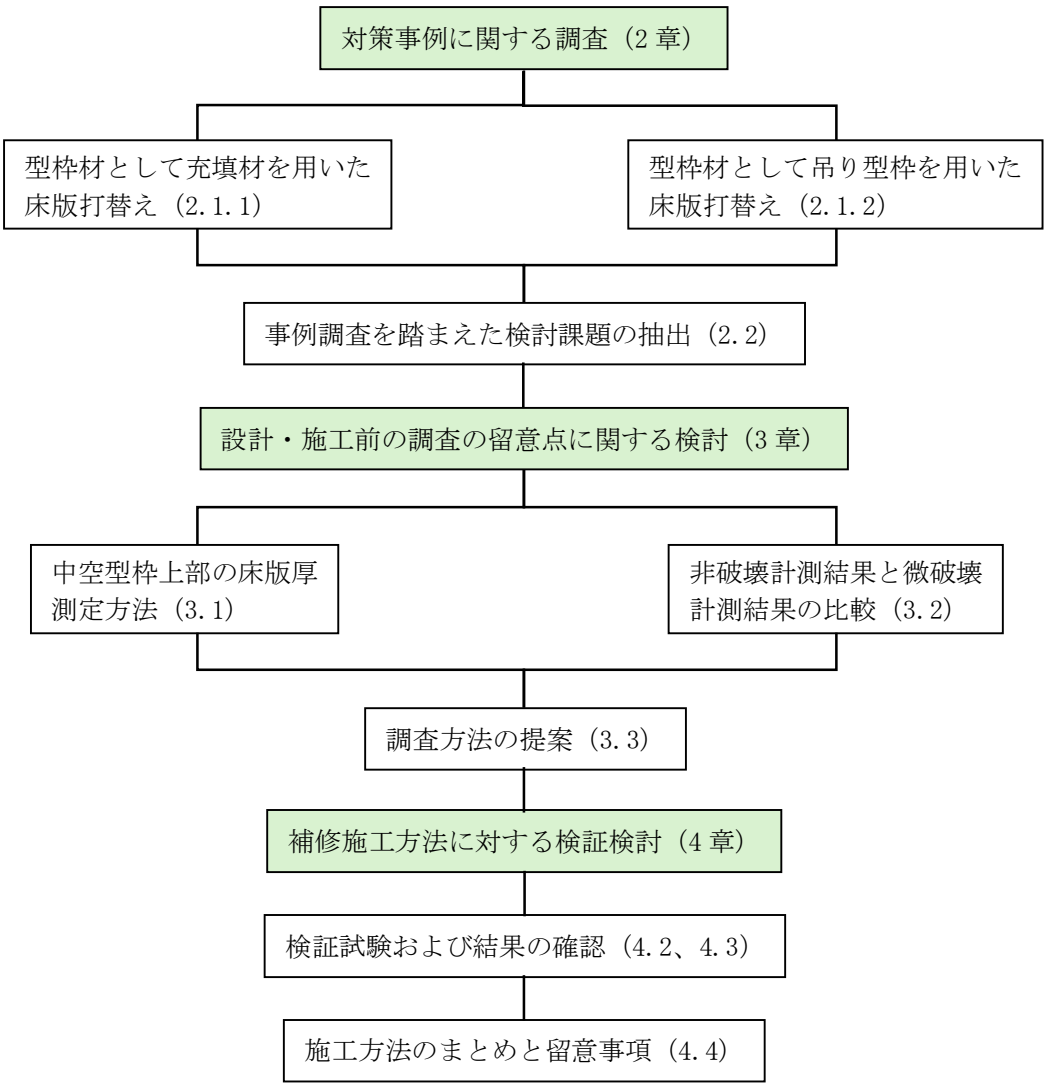


図- 1.2.1　**本研究のフロー**

2章.　対策事例に関する調査

2.1 対策事例の調査

踏み抜きが生じたとき、早急な交通の回復のために、早急に対策を行う必要が求められる場合も少なくないと考えられる。しかし、対策方法、例えば型枠材の要求性能や型枠施工の方法については、標準的なものがない。そこで、事案ごとに調査検討がなされる必要があるが、それでも可能な限り調査検討に要する時間を減らせるように、対策方法について可能性の高いものを複数抽出しておくことと、方法ごとの材料や手順などについて、定型化できるところは定型化しておくことが有効と考えられる。また、実際に異なる方法をとる場合でも、何等かの標準的な方法、手順があることで、復旧までの日数の目途などの比較、計画検討がしやすい。そこで、本章では、中空床版橋の踏み抜きに対する既往の対策事例を調査し、実態を整理するとともに、標準的な仕様を提案するための課題を抽出する。

道路管理者から入手した情報や、プレストレスト・コンクリート建設業協会の会員企業から入手した情報などを基に整理する。補修方法の基本は床版打替えであり、打ち替える方法として発泡ウレタン材などの充填材を既設中空型枠内に充填して型枠として用いた事例と、既設中空型枠上部に吊り型枠を設置した事例があった。



a)踏み抜き部はつり後　　b)充填材を型枠とする方法　　c)吊り型枠を用いる方法

図- 2.1.1　踏み抜き部の打替え方法の例

2.1.1　型枠材として充填材を用いた床版打替え

踏み抜きの対策として本研究で収集した事例の多くは、充填材として発泡ウレタンを用いているか、チューブ型枠と吊り型枠を組み合わせて用いられていた。直轄工事での事例（事例 1）と、プレストレスト・コンクリート建設業協会の会員企業から入手した事例（事例 2 から 5）を示す。

(1) 事例 1（発泡ウレタン）

単純 RC 中空床版橋のおよそ半分の床版を打ち替えた事例である。1 次施工と 2 次施工に分割し、中空型枠範囲の床版を上面から深さ 15cm までコンクリートと型枠の一部をはつり取った後、中空型枠全長に発泡ウレタンの充填が行われた。ウレタン充填後、新設の鉄筋を配置し、コンクリートの打設が行われた。

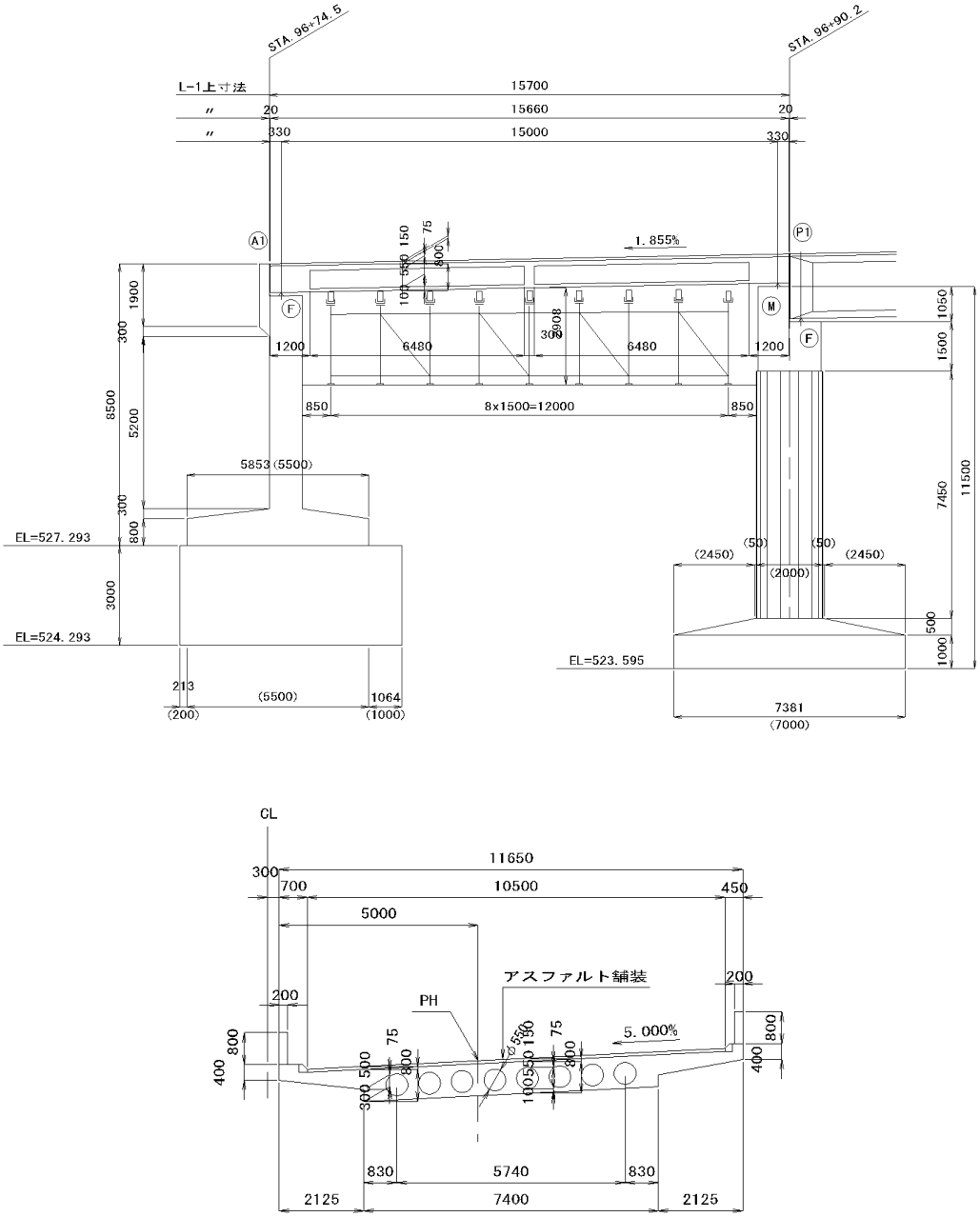


図- 2.1.2　橋梁一般図（上段：側面図、下段：断面図）

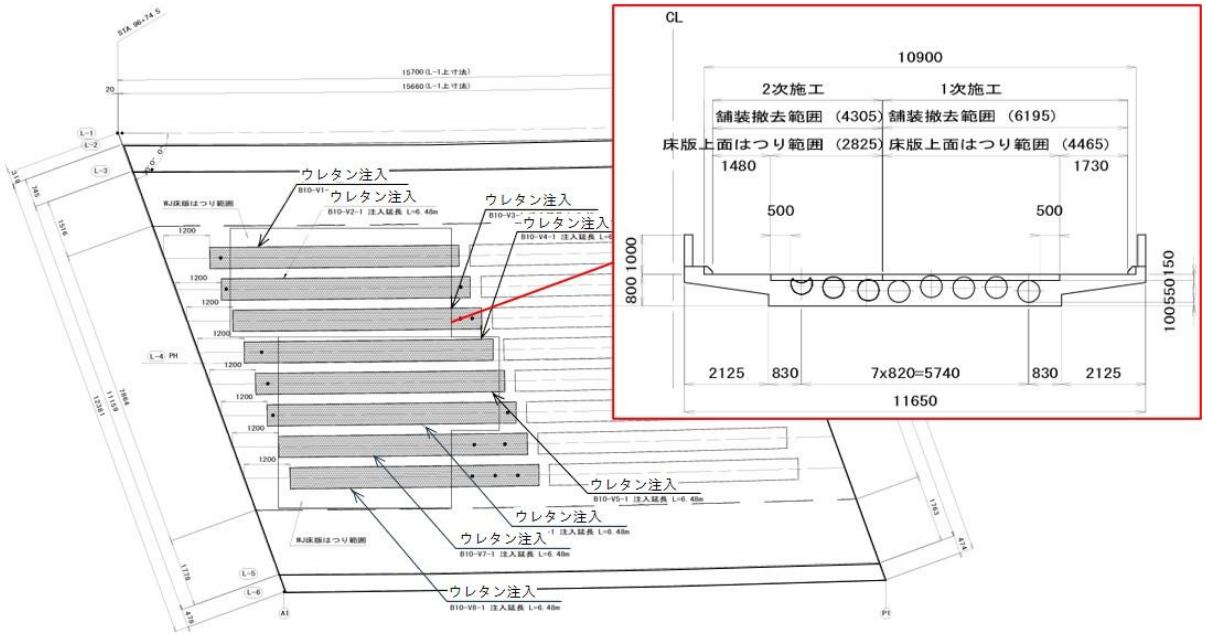
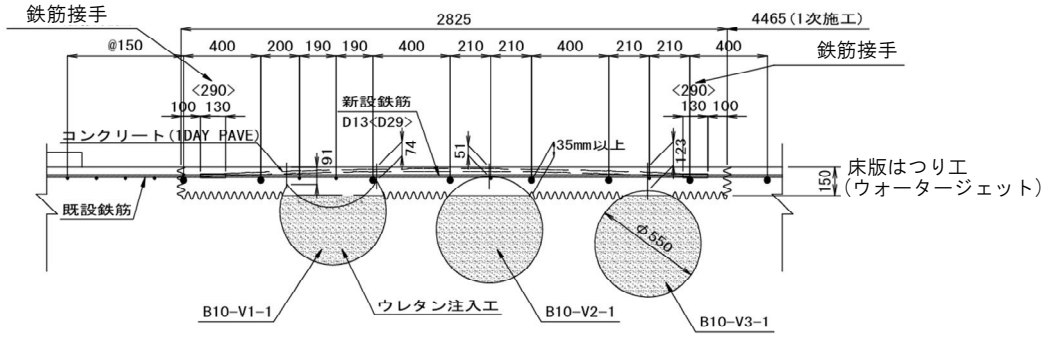


図- 2.1.3　床版補修施工範囲

２次施工



１次施工

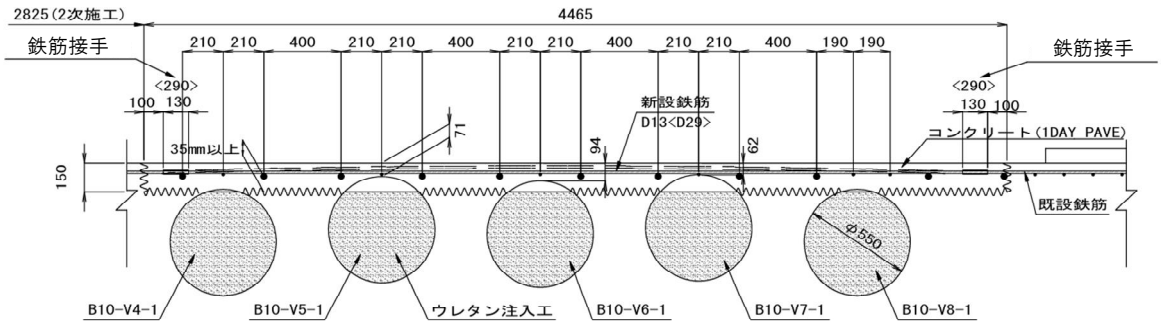


図- 2.1.4　床版はつり、ウレタン注入詳細図（上段：2 次施工、下段：1 次施工）

(2) 事例 2（発泡ウレタン）

中空型枠範囲の床版を上面から深さ 15cm までコンクリートと型枠の一部をはつり取った後、床版鉄筋を切断せずに発泡ウレタンの充填が行われた。ウレタン充填後、追加の鉄筋を配置し、コンクリートの打設が行われた。

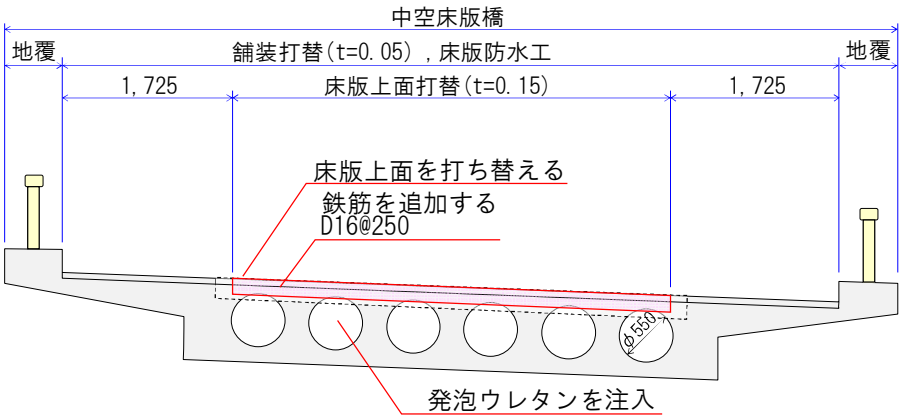


図- 2.1.5　発泡ウレタン充填による補修断面の例

(3) 事例 3（チューブ型枠）

ウレタン以外の充填材が用いられた事例である。床版上面部の変状部を撤去した上で、鉄筋の隙間からポリプロピレン製のチューブ型枠（空気式円筒型枠）が挿入された。その後、チューブ内にコンプレッサーにより空気を注入して中空型枠が形成された。

本事例では型枠支持の役割を果たすように、チューブの上部に埋設型枠を設置しているが、既設鋼製中空型枠とチューブ型枠の隙間には、コンクリートの漏れや、打設後の再損傷を防ぐことを目的に、注入材（シリコンコーキング又はウレタンフォーム）が施工された。チューブ型枠設置後、チューブ型枠頂部に埋設型枠が吊り形式で設置された。この事例では、既設鉄筋にはエポキシ樹脂による塗装が実施された。

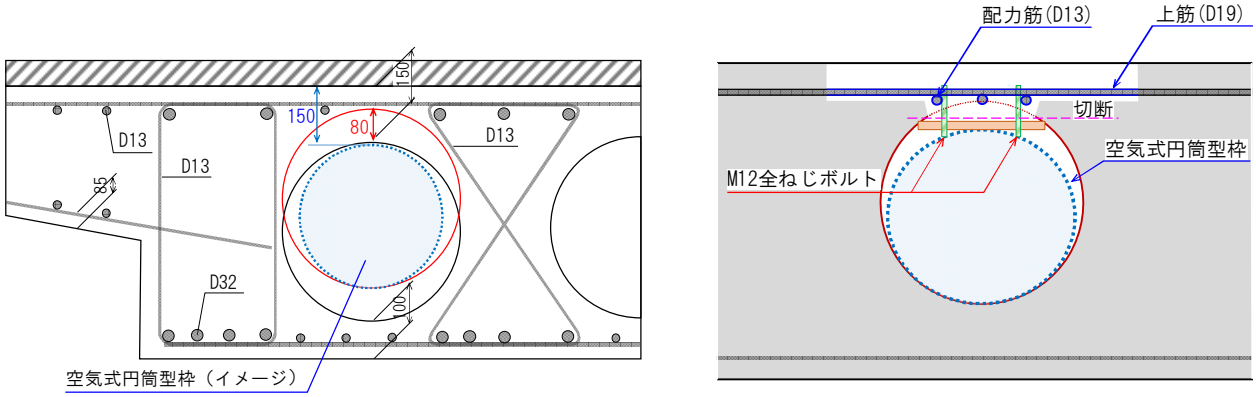


図- 2.1.6　空気式円筒型枠と吊り型枠による補修断面の例

2.1.2　型枠材として吊り型枠を用いた床版打替え

踏み抜きの対策として本研究で収集したその他の事例として、吊り型枠を用いた方法があったため、主な事例を示す。

(1)事例 4（吊り型枠）

吊り型枠を用いて中空型枠上部を打ち替えた事例である。過去に床版上面にスチールファイバーコンクリート（以下、SFC）による上面増厚が実施されていた。しかし、既設床版と SFC 間の層間剥離や SFC 内でのひびわれ等が確認されたこと、静的載荷試験による全体剛性の低下が確認されたことから、中空型枠上部のコンクリートを含む、床版上面部の打替えが実施された。

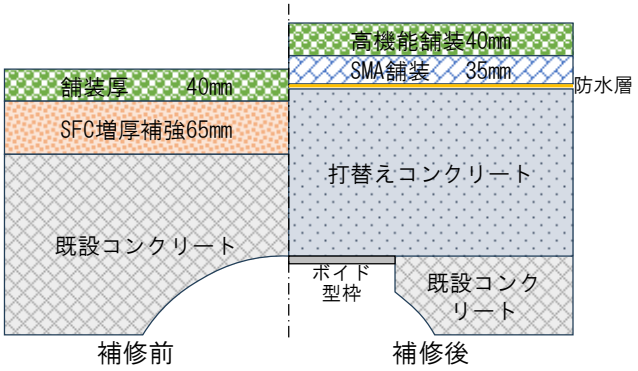


図- 2.1.7　補修断面の構成イメージ図

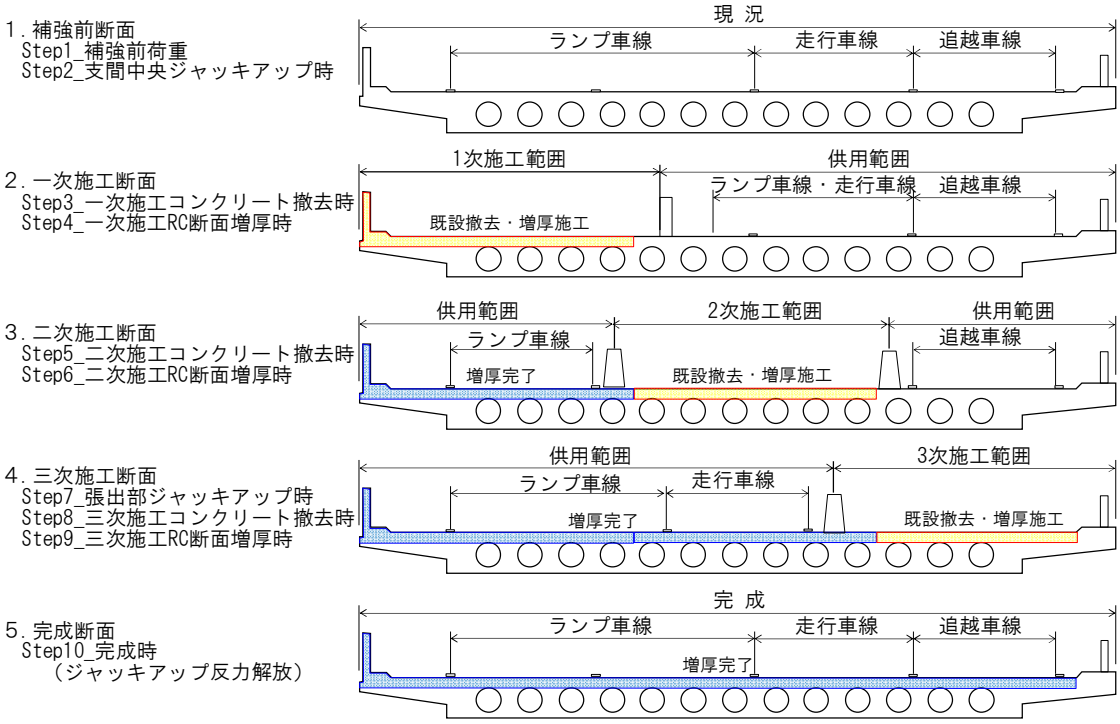


図- 2.1.8　補修時施工ステップの例

(2)事例 5（吊り型枠）

本事例は、吊り型枠を用いて緊急対応を行った事例である。損傷部をはつり取り、吊り型枠を設置した後にジェットコンクリートが打設され、当日中に作業が完了した。吊り型枠は、調整や加工が容易な木製型枠が用いられた。



写真- 2.1.1　損傷状況

作業人員：　5 名
使用機械：　コンプレッサー、ブレーカー、コンクリートカッター
作業工程：　16 時～　作業開始
↓
カッター
↓
はつり
↓
型枠設置
↓
鉄筋配置
↓
17 時～　ジェットコンクリート打設
↓
養生（3 時間）
↓
～20 時　作業完了

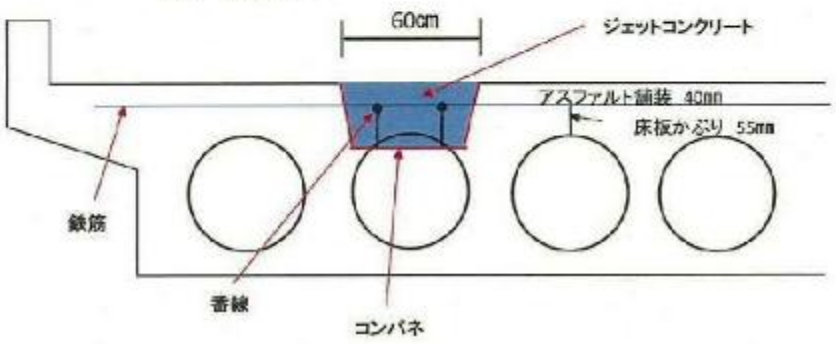


図- 2.1.9　緊急対策フロー

2.2 事例調査を踏まえた検討課題の抽出

ここでは、文献調査には記載がないものの、経済性以外で、実施工で課題となりそうな事項を幅広く挙げることを試みる。

○中空型枠上部のコンクリートを撤去して打替え補修が実施された事例 1～5 では、吊り型枠を設置したり、中空型枠内へ発泡ウレタンを充填し、型枠としている。この型枠構造の選定については、既設中空型枠の浮き上がりや変形の状況、鋼製中空型枠本体の腐食状況、部分的もしくは全面的なのかの補修範囲等により、中空型枠上部の型枠構造は異なっているものと考えられる。

○いずれの方法を用いる場合でも、再設置する型枠の剛性の確保が大前提であるが、充填又はコンクリート打設により、既設の円筒型枠が過度に変形しない剛性も確保する必要がある。

○同一の橋の中でも、多様な浮き上がり性状が見られる可能性を考えると、再設置する型枠形状の自由度の高さは、対策方法の選定の一つの要因になり得ると考えられる。一方で、既存型枠の浮き上がり性状がある程度一定で、かつ広範囲である場合には、抜け落ち箇所以外も一括で実施することになると考えられるので、形状の自由度よりも、形状の標準化とそれに伴う工程の短縮に資する方法が有利になることが考えられる。

○浮き上がり量が多いときには、補修後の床版厚を確保するために既存型枠の一部を撤去する場合がある。この場合、型枠設置時に床版に配置された既存鉄筋を切断し、型枠設置後に切断した分の鉄筋にさらに継手長を確保したうえでの再設置という工程を経ることの検討も生じる。さらに、補修後の床版厚を確保するため、型枠を建設時の円弧状ではなく、直線的な形状にして床版厚を確保することについても検討が必要となる。

○既存型枠の撤去のためには、施工性を考慮し、床版上部に配置された既存鉄筋を一部撤去する場合がある。また、補修型枠に吊り型枠を用いる場合は型枠設置と干渉する既存鉄筋を撤去する必要もある。

○浮き上がりが局所的で、部分的な対応である場合には、形状の自由度が高い型枠構造を用いることで、場所によっては、鉄筋の切断が不要になることで、工程上有利になることもあり得る。

○浮き上がり性状がある程度一定で、かつ広範囲である場合には、抜け落ち箇所以外も一括で実施することになると考えられるが、作業工程を標準化できるので、形状が標準化される型枠構造を用いて鉄筋の切断・再設置を行う方が有利になることもあり得る。

そこで、本研究では、文献調査で採用が確認できた発泡ウレタン型枠と吊り型枠を例に、中空床版橋における中空型枠上部を含む上面打替えにあたっての、中空型枠上部の型枠に対する「型枠材の要求性能」と「型枠材の施工方法」を検討課題として抽出する。

3章.　設計・施工前の調査の留意点に関する検討

3.1 中空型枠上部の床版厚測定方法

中空型枠上部の床版厚の測定は、様々な方法が取りえる。基本的には、手配に係る時間、費用、調査範囲などを考慮して選定することになると考えられる一方で、いずれの方法でも、調査結果の解釈が必要になり、調査の方法の特性や誤差特性を考慮して調査結果を評価する必要がある。そこで、以下では、非破壊計測（電磁波レーダー法）と微破壊計測（小径削孔）で計測された事例に基づいて、調査結果の評価にあたって考慮するのがよい点を整理した。

3.2 非破壊計測結果と微破壊計測結果の比較

3.2.1　車載式電磁波レーダーと上面削孔の比較

直轄国道の中空床版橋にて、車載式電磁波レーダーによる計測を 1 次調査で、ボイド管が浮き上がっていると想定される箇所（**図-** 3.2.1）において舗装を剥がし、車載式電磁波レーダー探査（非破壊）を実施し、同じ箇所で上面からのドリル削孔により実測（微破壊）2 次調査が実施された事例があった。結果を**表-** 3.2.1 に示す。調べられた範囲では非破壊と微破壊の結果の差は-8～+5mm と±10%程度に収まっていた。

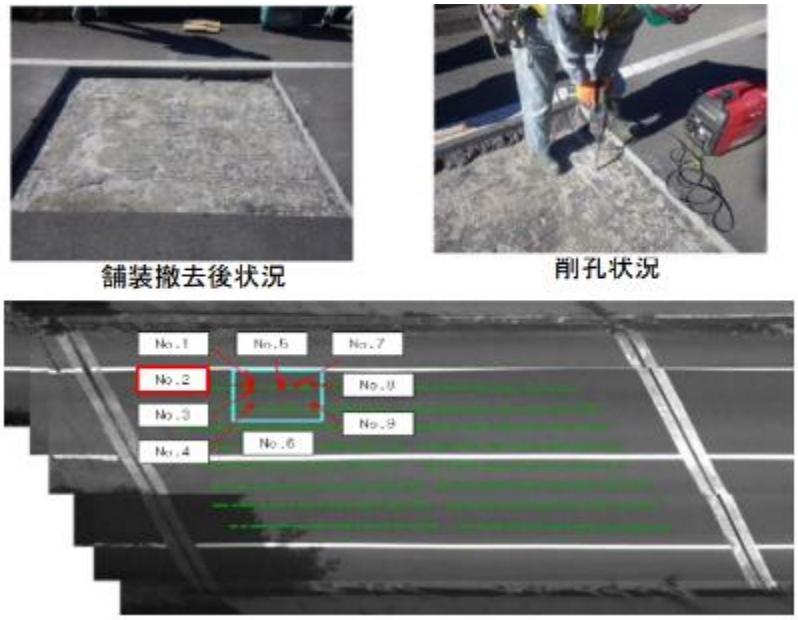


図- 3.2.1　2 次調査の状況と調査位置

表- 3.2.1　非破壊調査と微破壊調査の比較

［単位：mm］

削孔位置No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9
スケルカの解析結果	床版上面深度	70	70	70	70	80	70	80	80	80
	ボイド天端深度	160	230	160	130	130	120	130	170	230
	中空かぶり厚	90	160	90	60	50	50	50	90	150
実測	削孔結果	90	－	84	65	45	53	50	82	143

3.2.2　車載式電磁波レーダーと下面削孔の比較

(1)概要

直轄道路の RC 中空床版橋（一部 PC あり）にて、1 次調査として車載型電磁波レーダーを用いた上床版厚の調査が行われ、2 次調査として下面から中空型枠下面の頂部まで微破壊削孔を行って下床版厚を計測し、床版全厚から中空型枠の直径と下床版厚を引いて上床版厚を推定された例があった（下面よりの削孔）。電磁波レーダーによる計測は一定の精度を有していると考えられるが、下面よりの削孔による計測から上床版厚を推定する方法は精度が不明である。一方、下面よりの削孔であれば交通規制を行わずに実施できるため、精度に期待できるのであれば有効である。そこで、これらの結果の比較から、微破壊検査の誤差程度の評価を試みる。

(2)計測結果の比較

電磁波レーダーによる橋面からの上床版厚の計測結果と、同位置における下面からの微破壊調査による計測結果から推定した上床版厚を比較した結果を**表**- 3.2.2 に示す。なお、RC 中空床版橋の 7-①と、PC 中空床版橋の 1-①については、非破壊調査（レーダー）と微破壊調査（下面削孔）の差分が大きすぎるため、異常値と捉え今回の評価からは除外した。

全体に微破壊調査の方が上床版厚さが大きく出る傾向にあった。異常値を除いても、非破壊調査（車載型電磁波レーダー）と微破壊調査（下面よりの削孔計測）では、マイナス側の最大で－10mm、プラス側の最大で 61mm の差異がある。一方、唯一の上面よりの削孔調査を実施した 1-①では、上面から直接測定した結果と非破壊にて計測した結果の差異は確認されていない。

図- 3.2.2 に 2 つの計測方法の相関関係を示す。非破壊調査（レーダー）の計測結果を横軸に、微破壊調査（下面削孔）の計測結果を縦軸に取っている。ばらつきはあるものの、1:1 となる線（灰破線）から平行移動したような近似線（青点線）となっており、一定の相関性は見られる。**図**- 3.2.3 には、非破壊調査（レーダー）と微破壊調査（下面削孔）の差分の正規分布を示す。差分の平均値は 26mm、標準偏差は 18mm となっており、比較的ばらつきが大きいことが分かった。

これらのことから、非破壊調査と微破壊調査の関係性にはある程度の相関があり全体的な傾向を見ることはできるものの、個別の計測結果の差に対しては相応のばらつきを有していることが分かった。

表- 3.2.2　上床版厚調査結果

構造区分	橋梁番号	供用開始（年）	調査番号	設計値	非破壊調査結果	微破壊調査		調査結果の差（微破壊-非破壊）
						調査方法	調査結果	
RC中空床版橋	1	1991 年	①	150 mm	60 mm	上 面 削 孔	60 mm	0 mm
	2	1970 年	①	150 mm	70 mm	下 面 削 孔	89 mm	19 mm
	3	1969 年	①	150 mm	60 mm	下 面 削 孔	54 mm	-6 mm
			②		50 mm	下 面 削 孔	66 mm	16 mm
			③		50 mm	下 面 削 孔	45 mm	-5 mm
			④		60 mm	下 面 削 孔	50 mm	-10 mm
			⑤		60 mm	下 面 削 孔	75 mm	15 mm
	4	1970 年	①	150 mm	30 mm	下 面 削 孔	59 mm	29 mm
			②		30 mm	下 面 削 孔	91 mm	61 mm
	5	1970 年	①	150 mm	60 mm	下 面 削 孔	82 mm	22 mm
			②		70 mm	下 面 削 孔	96 mm	26 mm
			③		70 mm	下 面 削 孔	86 mm	16 mm
	6	1978 年	①	150 mm	90 mm	下 面 削 孔	145 mm	55 mm
			②		100 mm	下 面 削 孔	130 mm	30 mm
			③		80 mm	下 面 削 孔	130 mm	50 mm
			④		60 mm	下 面 削 孔	110 mm	50 mm
			⑤		50 mm	下 面 削 孔	100 mm	50 mm
			⑥		120 mm	下 面 削 孔	145 mm	25 mm
			⑦		40 mm	下 面 削 孔	65 mm	25 mm
			⑧		60 mm	下 面 削 孔	75 mm	15 mm
			⑨		40 mm	下 面 削 孔	85 mm	45 mm
	7	1978 年	①	150 mm	80 mm	下 面 削 孔	190 mm	110 mm
			②		40 mm	下 面 削 孔	80 mm	40 mm
			③		60 mm	下 面 削 孔	90 mm	30 mm
			④		60 mm	下 面 削 孔	80 mm	20 mm
			⑤		40 mm	下 面 削 孔	50 mm	10 mm
	8	1978 年	①	150 mm	80 mm	下 面 削 孔	130 mm	50 mm
			②		110 mm	下 面 削 孔	130 mm	20 mm
			③		80 mm	下 面 削 孔	90 mm	10 mm
			④		120 mm	下 面 削 孔	130 mm	10 mm
			⑤		110 mm	下 面 削 孔	135 mm	25 mm
			⑥		90 mm	下 面 削 孔	120 mm	30 mm
			⑦		80 mm	下 面 削 孔	120 mm	40 mm
			⑧		80 mm	下 面 削 孔	125 mm	45 mm
	9	1978 年	①	150 mm	80 mm	下 面 削 孔	95 mm	15 mm
			②		80 mm	下 面 削 孔	110 mm	30 mm
			③		90 mm	下 面 削 孔	135 mm	45 mm
			④		100 mm	下 面 削 孔	140 mm	40 mm
PC中空床版橋	1	1970 年	①	150 mm	20 mm	下 面 削 孔	139 mm	119 mm
			②		60 mm	下 面 削 孔	80 mm	20 mm
			③		60 mm	下 面 削 孔	59 mm	-1 mm
凡例				異常値と思われる結果				

差の平均：26mm
（微破壊の方が大きい）

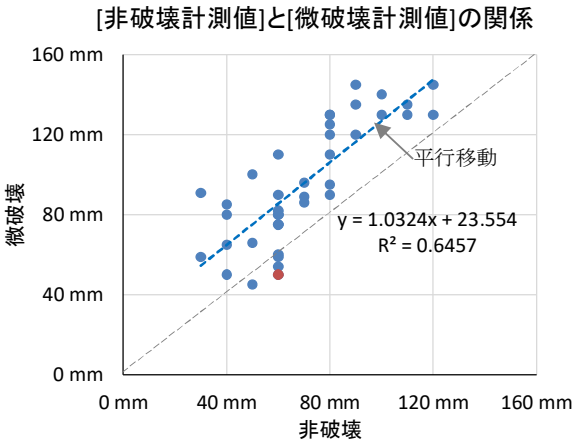


図- 3.2.2　床版厚調査 計測値の関係

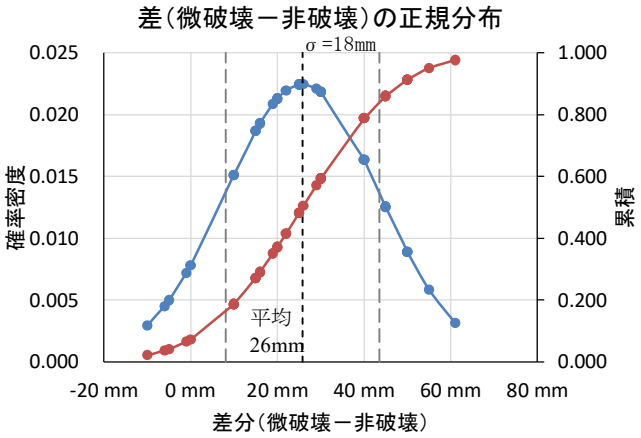


図- 3.2.3　床版厚調査 差の正規分布

(3)下面削孔による誤差の評価

車載型電磁波レーダーによる計測誤差は、一般に－10mm～+10mm と言われており、3.2.1 の例においても－8mm～+5mm と高精度であった。一方、下面からの微破壊調査による上床版厚計測は、以下の 4 つの誤差を有すると考えられる。

①中空床版橋の施工誤差として、床版厚の出来形基準は一般に、－10mm～+20mm とされている場合が多い。

②中空型枠（ボイド管）の製作誤差が直径で－10mm～+10mm とされている。

③レーダーで推定された中空型枠中心位置と、微破壊検査の削孔位置のずれによる誤差が 0mm～+10mm 程度あると考えられる。

④施工時の誤差として中空型枠（ボイド管）が変形する可能性がある。

これらを取りまとめたものを**図**- 3.2.4 に示す。これらの誤差を集計すると、以下のようになる。

③下床版厚計測時の誤差	:	0mm ～ +10mm
①～②上床版厚推定時の誤差	:	－30mm ～ +20mm
①～③推定後の合計誤差	:	－30mm ～ +30mm
①～④型枠変形を考慮した合計誤差	:	－30mm+α ～ +30mm+α

一方、実際の計測結果では、非破壊調査の結果を正とした場合で誤差が－10mm～+61mm となっており、①～③の合計誤差と異なっていた。したがって、実際の橋において浮き上がりが生じるようなケースでは、型枠下面も変形していることが考えられる。しかし、型枠の変形は微破壊調査では捉えられないため、下面よりの削孔で上床版厚を推定するのは難しいものと考えられる。

これらのことから、下面よりの削孔による計測では、路面の交通規制が不要となるメリットはあるものの、非破壊調査（電磁波レーダー）に比べて精度面の優位性が低いと考えられる。

なお、例えば、**図**- 3.2.5 のように下面よりの削孔にて型枠下面に微小な孔をあけ、中空型枠の上部からの距離を計測することで型枠の変形や製作精度による誤差を排除でき、精度が向上するものと考えられるが、躯体や型枠を傷つけることとなるため慎重に行う必要がある。

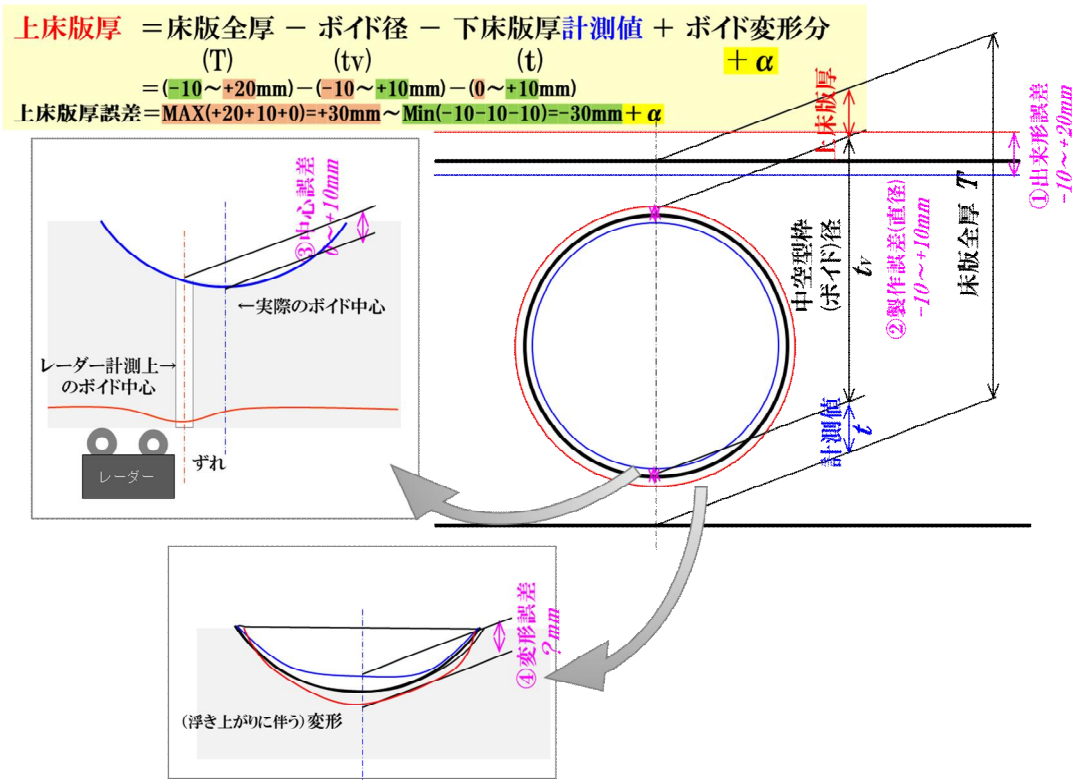


図- 3.2.4　下面削孔計測による上床版厚推定において想定される誤差

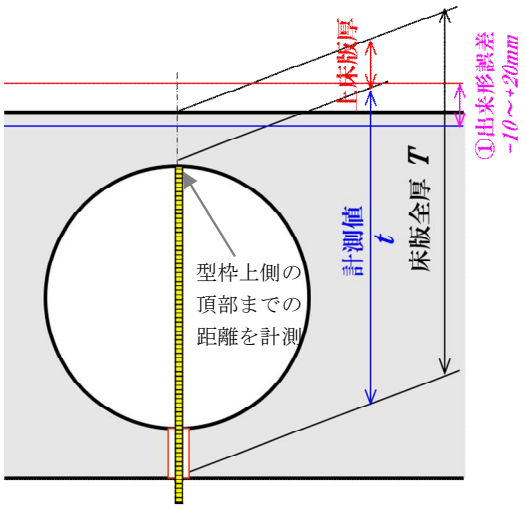


図- 3.2.5　下面削孔計測の精度を上げる方法の例

3.2.3　各計測方法の妥当性について

下面よりの削孔調査による検証は、交通規制が不要であり比較的簡易に上床版厚を求められるが、各種誤差要因により精度は低く、調査結果の傾向を把握できる程度にとどまると考えられる。一方、上面よりの削孔調査では正確な値が計測でき、非破壊計測との比較では、非破壊（車載型電磁波レーダー）と微破壊（削孔調査）の計測値はおおむね一致していた。

3.3 調査方法の提案

以上の分析結果から、例えば、電磁波レーダーを用いる場合の調査方法として、以下の方法及び手順を提案する。

①事前準備

設計図書等から中空型枠（ボイド管）の位置や径を推定しておき、調査時の参考にする。また、床版厚が不足している箇所は、舗装等に影響が出ている可能性があるため、事前に点検結果等を確認しておくのが良い。

②1 次調査

対象橋梁に対して 1 次調査を行う。型枠の浮き上がりは施工不良も一つの原因であることから、中空床版橋の全域において生じる可能性があるため、調査範囲に留意する。

③調査の整理

1 次調査で得られたデータを整理し、床版厚ごとに範囲をマッピングし、浮き上がり等により床版厚が薄い箇所を特定する。このとき、予め用いる機器等の適用範囲や誤差程度について情報を収集し、結果の評価に反映させる必要がある。

④2 次調査

1 次調査で不明瞭だった範囲や判断が難しい箇所がある場合は 2 次調査の実施を検討する。なお、下面からの削孔調査では、2 次調査に求められる精度は得られない可能性が高いことに注意する必要がある。

4章.　補修施工方法に対する検証検討

4.1 型枠材の要求性能の整理

4.1.1　各種規準書類による型枠材の要求事項

中空型枠上部の踏み抜き補修に使用する型枠材の要求性能を検討するにあたり、道路橋示方書等の基準書類[1),2),3),4)]に示される既存の型枠に関する規定を**表-** 4.1.1 に整理した。

表- 4.1.1　**既存の型枠に関する規定**

種類	内　容
道路橋示方書[1)]	1)　型枠及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起こり得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。 2)　型枠及び支保工は、完成した構造物が所要の性能を確保できるように、その形状及び位置が正確に保たなければならない。 3)　型枠及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわないように配慮しなければならない。 4)　型枠及び支保工の設計及び施工にあたっては、コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、設計の前提条件の確保並びに完成部材に悪影響を及ぼさないような措置が講じられなければならない。 5)　型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設等の重量及び衝撃等を考慮する。また、水平方向の荷重として、フレッシュコンクリートの側圧が考慮されなければならない。 6)　型枠は、モルタルの漏れない構造としなければならない。 7)　型枠内面には、はく離剤を塗布することを原則とする。 8)　型枠を組立てる場合の部材のかどは、面取りを行うことを原則とする。 9)　型枠の締付け材は、型枠を取りはずした後、コンクリート表面に残らないものが使用されなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型枠、セパレータ及び型枠組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去されなければならない。 10) 支保工は、プレストレッシング時のプレストレス力によるコンクリートの変形及び反力の移動を阻害しないものが使用されなければならない。 11) 型枠及び支保工は、コンクリートに設計で想定しない応力等を与えないように取りはずされなければならない。 12) 型枠及び支保工は、部材等が所定の出来形を満足するように施工されなければならない。 13) 型枠及び支保工は、コンクリート打込み前に部材等が所定の出来形を満足するような寸法で堅固に設置されていることを確認する。
コンクリート標準示方書[2)]	1)　型枠および支保工は、コンクリート構造物が設計図書に示されている形状、寸法となるよう事前に作成した施工計画書に従い、設計、施工しなければならない。 2)　型枠および支保工は、鉛直方向荷重、水平方向荷重、コンクリートの側圧および特殊荷重に対して、必要な強度と剛性を有し、構造物の形状、寸法にずれが生じないように設計、施工しなければならない。 3)　型枠および支保工の組立は、要求される精度が満足されているか、コンクリートの打込み前に組立精度を確認しなければならない。 4)　型枠および支保工は、構造物の種類、規模、重要度、施工条件および環境条件を考慮して、鉛直方向荷重、水平方向荷重、コンクリートの側圧および特殊荷重に示す各荷重に対して安全性を確保できるように設計しなければならない。なお、支保工の設計においては、強度に加えて変形について考慮するものとする。 5)　型枠および支保工に用いる材料は、強度、剛性、耐久性、作業性、打ち込まれるコンクリートに対する影響、コンクリート構造物の美観および経済性を考慮して選定しなければならない。

	6) 型枠および支保工の材料として用いる木板、合板、鋼材等は、それぞれ JIS または JAS に適合するものを用いることを標準とする。 7) 水密性を要するコンクリートにおける型枠の締付け金物は、漏水に対して悪影響のないものを用いなければならない。 8) 型枠は、作用荷重に対して、形状および位置を正確に保てるように、適切な締付け金具を選定しなければならない。 9) 型枠は、組立および取外し作業が容易で、取外し時にコンクリートその他に振動や衝撃等を及ぼさない構造としなければならない。また、せき板またはパネルの継目はなるべく部材軸に直角または平行とし、モルタルが漏出しない構造としなければならない。 10) 特に指定のない場合でも、コンクリートのかどに面取りができる構造を標準とする。 11) 必要のある場合には、型枠の清掃、検査およびコンクリートの打込みに配慮して、適切な位置に一時的な開口部を設けなければならない。 12) 型枠の施工にあたっては、所定の型枠材を用い、所定の精度内におさまるよう、加工および組立を行わなければならない。また、締付け金物は、型枠を取り外した後、コンクリート表面に残しておいてはならない。 13) せき板内面には、剥離剤を塗布することを原則とする。 14) コンクリートを打ち込む前および打込み中に、型枠の寸法および不具合の有無を確認しなければならない。
コンクリート道路橋施工便覧 [3]	1) 型枠および支保工とは、構造物の施工にあたり、フレッシュコンクリートから十分強度がでて安定した状態になるまで、仮に支えておく仮設構造物である。 2) 型枠の設計には、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機器器具、仮設備などの重量および衝撃等を、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮する必要がある。 3) プレストレストコンクリート橋にも用いる型枠および支保工としては、部材にプレストレスを与えるとき、コンクリートの弾性変形を拘束しない構造を選定する必要がある。 4) 型枠に使用する材料は、要求されるコンクリート部材の寸法が正確で、打ち上げ面の仕上がりがよく、転用が容易で、かつ安全に作業できるものを使用する必要がある 5) 木製型枠の材料としては、すぎ、えぞ松、赤松等多く使用されている。板材は厚さが正しく、死節、割れ、腐れ等の欠点がないものを使用する必要がある。せき板相互の接合部は、合じゃくり等の加工をしてセメントミルクの流出を防止するような構造とするのがよい。 6) 薄鉄板性円筒型枠は、中空床版橋等で用いられており、薄肉鋼板をスパイラル鋼管に成型して製作することが多い。この種の型枠は、コンクリート構造物の内部に閉断面を形成するものであるので、中空部に滞水が生じないように水抜き孔を必ず設ける必要がある。また、水抜き孔をファイバースコープ等が挿入できる径以上とすると供用後の維持管理に有用である 7) コンクリート橋で用いられる紙製型枠はコンクリート中に空洞（ボイド）を設けるために使用される円形及び角形のもの、あるいは化粧型枠として使用されるものがある。発泡スチロール製型枠は主に化粧型枠として使用されている。紙製型枠、発泡スチロール製型枠ともに軽量かつ加工が容易であるから、工期の短縮が望められるものの、その材質上取扱い時には火気に注意する必要がある。 8) 型枠組立て材は、型枠が組み立てられてからコンクリートが打込まれ、それが硬化するまでの間、型枠を所定の形と位置に保持するような材料とする必要がある。
JIS 設計製造便覧 [4]	1) スラブ橋けたに使用する埋設枠は、コンクリートの締固めに十分耐える構造であること。材質としては、木材、段ボール、発泡スチロール 2) 埋設枠の位置を正確に確保するために適当なジグで固定しなければならない。

4.1.2　中空床版上部に対する型枠材の性能指標の整理

中空床版橋としての所定の耐荷性や耐久性を確保するため、上記で示す型枠材の既存規定及び中空型枠上部の踏み抜き補修事例を踏まえて、型枠材に対する要求性能を以下に示す。なお、型枠材は、構造物が安定する状態となるまで、仮に支えておく仮設材であることを前提条件とする。

① コンクリートの必要強度発現、所定の躯体形状・寸法を確保する等、構造物が安定する状態となるまで、考慮すべき荷重に対し、十分な強度特性や剛性を有すること。
② 補修のために、健全部のコンクリートや鉄筋を必要以上に撤去しなくてもよい等、施工性に優れること。
③ 型枠材とし、構造物の内部へ存置されることから、供用時（輪荷重載荷時）の応力伝達機構を阻害しないこと。
④ 型枠材の存置による重量増加に伴い、上部工や下部工の耐荷性・耐震性等の所定の性能に著しい影響を与えないこと。

上記①～④より、埋め込み材料又は型枠材の性能指標を**表-** 4.1.2 に整理した。

表- 4.1.2　**埋め込み材料又は型枠材の性能指標**

性能指標	型枠材（木材等）	型枠以外の 埋め戻し材料	確認内容
耐荷性	応力検討	一軸圧縮強度	コンクリートの自重等に耐えうる強度を有しているか
剛　性	応力検討 たわみ制限	（埋戻材硬化後） 弾性係数	どの程度の弾性係数であれば、自重等により型枠材が沈下しないのか
施工性	狭小部への型枠挿入のし易さ 狭小部での型枠組立易さ（時間、挿入可能 or 不可） コンクリートの撤去幅や鉄筋の切断範囲		簡単に型枠が設置できるのか、どの程度、健全部のコンクリートや鉄筋を撤去する必要があるのか
中空型枠の 排水性	中空型枠内が滞水しない構造		水抜き孔が閉塞されることはないか

4.2 型枠材の施工方法に対する実験的検証

4.2.1　中空型枠上部の踏み抜きにおける補修方法の実験的検証（試験）

(1) 中空型枠上部の踏み抜き補修の検証試験計画

中空型枠の踏み抜きに対し、型枠材料は**表-** 4.1.2 を満たせば特定するものではないが、本検証においては、**2.2** に示したとおり、踏み抜き補修の作業標準を提案するため、対策事例で用いられていた「発泡ウレタン」と「吊り型枠」を用い施工性と型枠性能を検証する。

1)中空型枠上部の踏み抜き補修の検証試験

踏み抜き補修に使用する非構造部材としての埋め込み材料及び型枠材の施工性能の検証を行うことを目的とし、補修工事を行う場合、緊急性が高い場合が多くあるものと想定し施工性と型枠としての性能について検証を行った。

[検証試験①-1]発泡ウレタンを中空内部に充填して型枠材として使用されているケース

本試験では、2 章の事例を踏まえ、発泡ウレタンの使用条件を以下とした。

1) 中空型枠が極端に浮き上がり、型枠形状が煩雑となる
2) 床版鉄筋を切断しないため吊り型枠が設置できない
3) 補修施工延長が長く平面線形等があり、型枠形状が煩雑になる

[検証試験①-2]吊り型枠の設置（埋め殺し）されているケース

本試験では、2 章の事例を踏まえ、吊り型枠の使用条件を以下とした。

1) 変状形状の変化が小さく、型枠形状が簡略である
2) 型枠設置のため、床版鉄筋等を撤去可能で設置作業が容易である
3) 補修施工箇所が部分的であり、型枠形状が簡略である

2)検証試験ケース

本検証試験では、対策事例が確認されている a）型枠材として発泡ウレタンを使用した検証試験[①－１]と、b)吊り型枠の設置（埋め殺し）されているケース（検証試験[①-2]）の 2 ケースを想定した。

3)試験供試体

・施工速度の検証を主たる目的のため、実物大相当の試験供試体とし、試験供試体の形状、配筋図を**図-** 4.2.1 に示す。試験供試体の配筋は、標準的な鉄筋（主筋、配力筋、スターラップ）を配置した（**写真-** 4.2.1)。補修を想定した箇所（以降、2 次コンクリート）を**図-** 4.2.1 の水色ハッチング部に示す。

・試験供試体に用いる中空型枠は、φ650㎜×管厚 1.0㎜ の波形リブ付き中空型枠 1 体を用いた(**写真-** 4.2.1)。なお、発泡ウレタンや吊り型枠の型枠材を埋め込む開口部を設ける。開口サイズは、試験供試体の天端から 200㎜ の位置での幅 346㎜（奥行 4,400㎜）とした。

・中空型枠（吊り型枠側のみ）に水抜き孔（内径φ30㎜）を端部 1 箇所に配置した。水抜き孔は滞水試験と同様に開閉式とした。

・コンクリート打設は 2 回に分けて行った。 1 回目の打設では、補修を想定した箇所（図の水色

ハッチング部）以外行い（**図-** 4.2.1)、このコンクリート上面はレイタンス処理を行った。（**写真-** 4.2.2）

・型枠材（発泡ウレタン、吊り型枠）を設置したあとに、補修を想定した箇所の 2 次コンクリート打設を行った。



写真- 4.2.1　**中空型枠及び鉄筋配置状況**



写真- 4.2.2　**1 次コン打設完了状況**

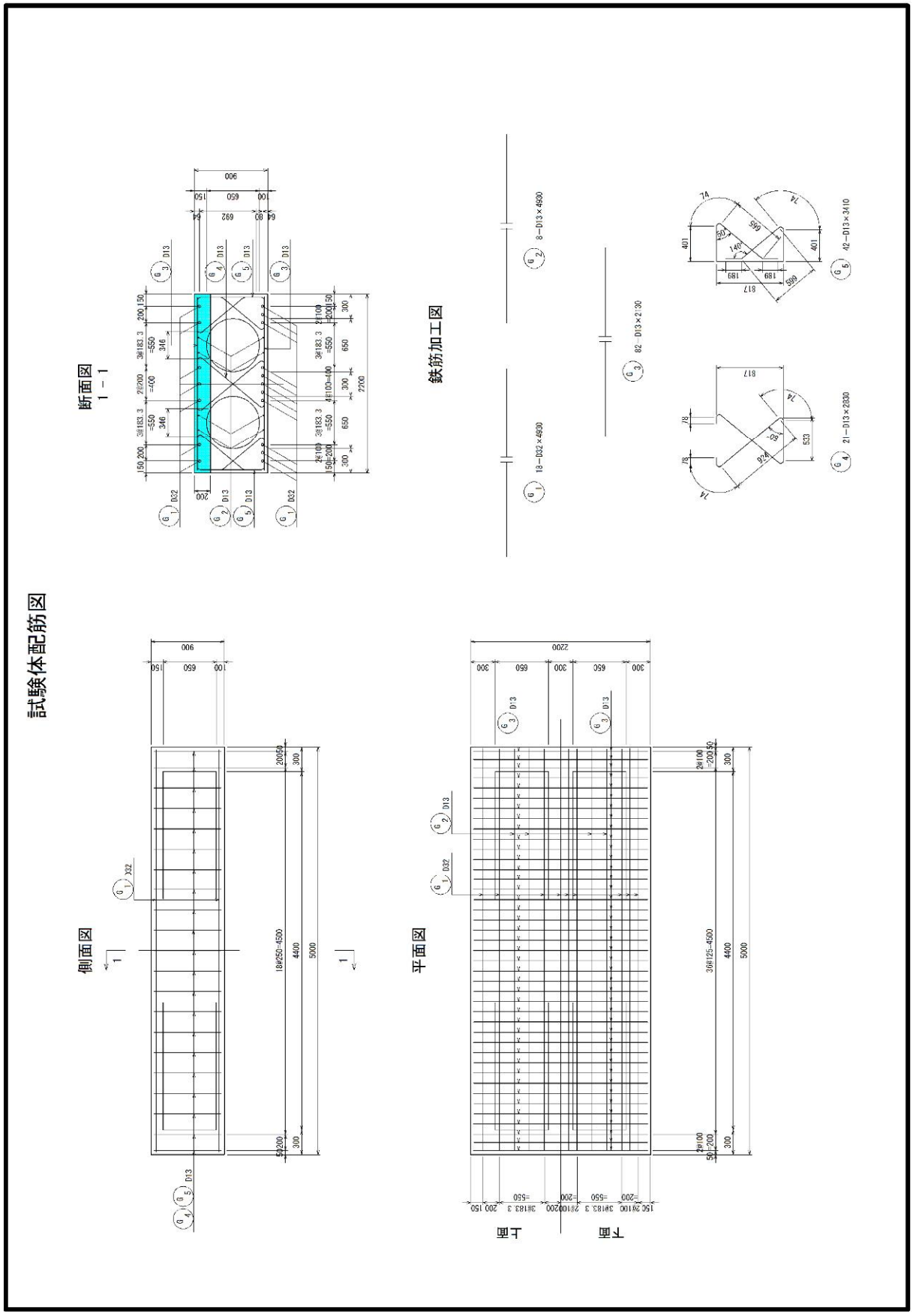


図- 4.2.1　試験供試体の形状、配筋図

4) 型枠材として発泡ウレタンを使用した検証試験[①-1]

① 発泡ウレタンの使用材料

本検証試験では、中空床版橋での埋め戻し材料としての発泡ウレタンのうち、施工実績があり、柔らかく成形作業の施工性がよいとされている発泡倍率 40 倍の発泡ウレタンを使用した。

② 発泡ウレタン物理的性状試験方法

発泡ウレタンの硬化特性を把握するうえで、以下の手順により、圧縮強度及び弾性係数を測定し、物理的性状を確認した。

・発泡ウレタンを、材料指定の容積比で混合し、発泡体を形成
・コア抜きドリルを用いてφ60×50mm のサイズに切出し
・一軸圧縮試験を実施

本試験で使用した発泡ウレタン（下表 C）の弾性係数を**図-** 4.2.2 に示す。

製　品	発泡倍率 （倍）	最大圧縮強度 （MPa）	最大ひずみ※ （%）	弾性係数 （MPa）
A	12	1.10	6.3	49.1
B	20	0.48	5.3	19.5
C	40	0.17	6.2	6.1

※圧縮強度最大点のひずみ

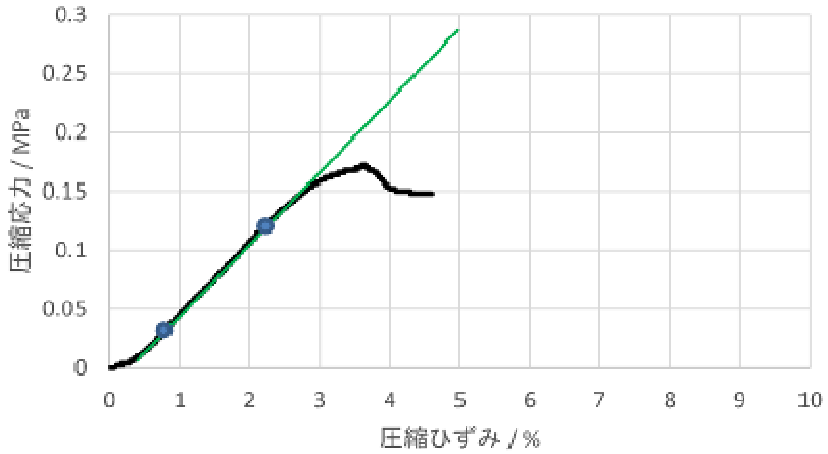


図- 4.2.2　**使用した発泡ウレタンの弾性係数**

③ 施工手順

検証試験１（発泡ウレタン）の手順を**図-** 4.2.3 に示す。対策事例における発泡ウレタン充填の施工手順をもとに行った。

a)中空型枠内に、中空型枠の残骸や、鋭利な鉄片などないか確認を行い、除去した。

b)中空型枠から発泡ウレタンが溢れ、鉄筋に付着しないように、中空型枠上部の開口部両脇に養生板などを設置した。

c) Air 用注入機のキャリブレーション完了後、注入機に接続した注入ホースより、発泡ウレタンを中空型枠内部に流し入れ、発泡・充填、硬化させた（**写真-** 4.2.3）。

d)発泡ウレタン充填後に、隙間が生じた場合は、追加充填を行った。

e)養生板の撤去後に、過発泡などのウレタンの不要部分を小型のノコギリやカッターなどで切除し、成型した（**写真-** 4.2.4、**図-** 4.2.4）。ウレタンの成型時には、床版厚（t=150mm）を確保することに留意した。



写真- 4.2.3　**ウレタン充填状況**



写真- 4.2.4　**ウレタン成型完了状況**

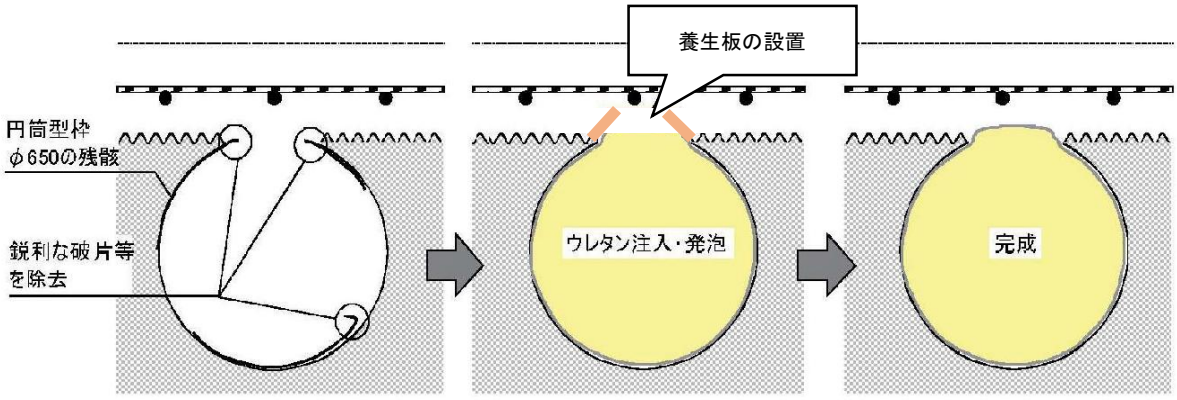


図- 4.2.3　**検証実験１（発泡ウレタン）の手順** [b)]

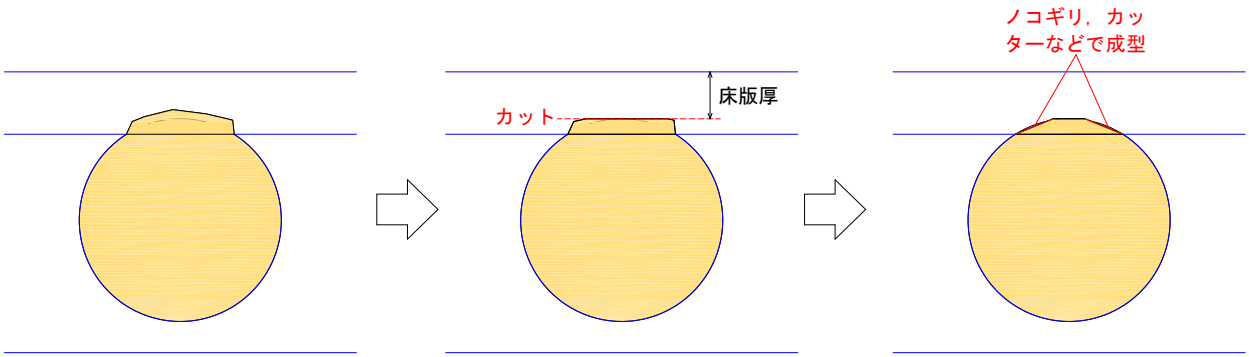


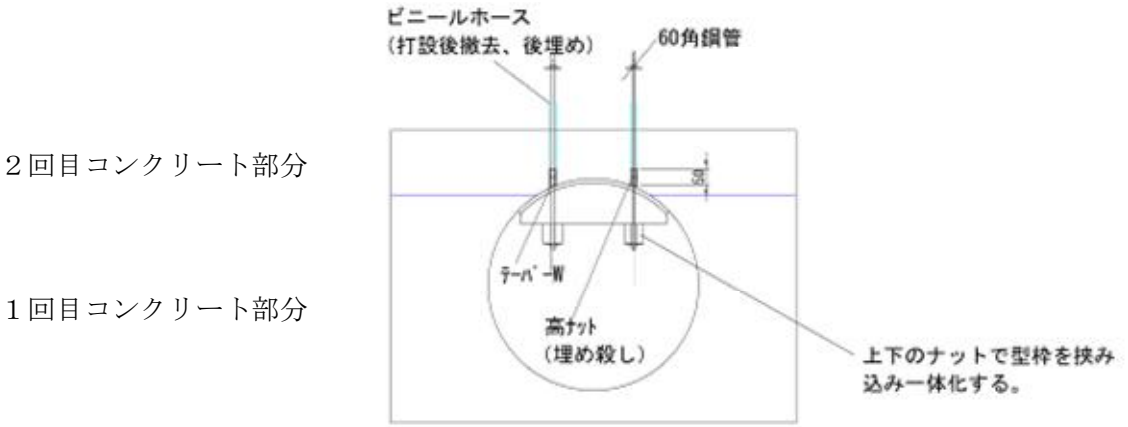
図- 4.2.4　**発泡ウレタンの成型手順**

5) 型枠材として吊り型枠を使用した検証試験[①-2]

① 使用材料と試験方法

吊り型枠（埋設型枠）の形状を**図**- 4.2.5 に示す。現況復旧を目的にしているため、円形を確保する強固な型枠とし、材質は木製とする。

吊り型枠（埋設型枠）構造は、上床版補修後、閉塞の有無を、直接目視や水抜き孔より、先端可動式工業用ファイバースコープで視認し、コンクリート打設に伴う型枠設置の状況を視認し静止画を撮影した。



橋軸方向型枠配置図

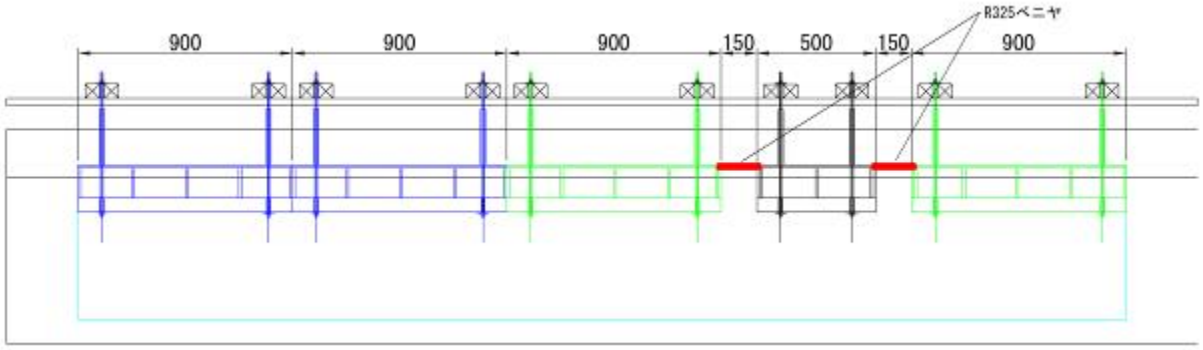


図- 4.2.5　**吊り型枠（埋設型枠））の形状**

②施工手順

検証試験[①-2]（吊り型枠の設置）の手順を以下に示す。

a)中空型枠の残骸や、鋭利な鉄片、コンクリートゴミなどを除去した。

b)中空型枠上部の上床版厚を確保できる型枠形状を確認し、予め型枠を加工した（**写真**- 4.2.5)。

c)コンパネを中空型枠内に差し込み、ボルトで上部 60 角鋼管へ仮固定した（**図**- 4.2.6)。

d)必要な上床版厚さを確認しながら、吊り型枠がコンクリート打設時に下方に変動しないように、確実に 60 角鋼管部ナットで締めつけを行い、固定した（**写真**- 4.2.6)。



写真- 4.2.5　吊り型枠製作状況

e) 2 次コンクリート打設時に、中空型枠内にコンクリートのノロ等が漏れないように、端部型枠の隙間に、
シール材、隙間テープで養生した（**写真**- 4.2.7)。

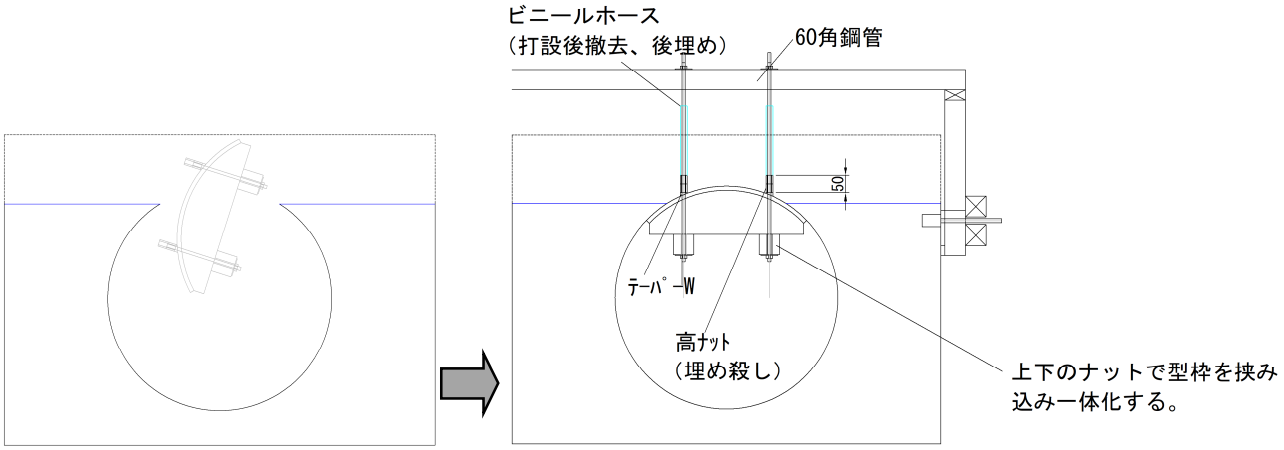


図- 4.2.6　検証実験[①-2]（吊り型枠の設置）の手順



写真- 4.2.6　吊り型枠取付け状況



写真- 4.2.7 吊り型枠設置完了状況

4.2.2　試験結果

(1) 型枠材による施工性検証結果

表- 4.2.1 に、本検証試験における発泡ウレタン及び吊り型枠の施工タイムスケジュールを示す。

1)型枠材として発泡ウレタンを使用した検証試験[①-1]

・発泡ウレタンは、15 分で注入完了した。ウレタン充填完了の 5 分後に、ウレタンの表面温度が 40℃程度まで下がったため、作業員 4 名でウレタン成型作業を開始し、40 分程度（1m 当り 10 分程度）で作業を終え、発泡ウレタンの合計作業時間は 60 分となった。ただし、ウレタン充填の時間は、15 分程度であり、45 分は発泡ウレタンの成型に要した。

2)型枠材として吊り型枠を使用した検証試験[①-2]

・吊り型枠は、事前に型枠製作を完了していたため、最初の 3 部材は各 5 分かかっていたが、慣れてくると設置時間も早くなっていた。

・型枠部材間に配置する調整枠は、上からだけの作業となるため型枠の差し込みと固定に、5 分/箇所程度費やした。

・事前に吊り型枠を製作し準備したため、型枠設置に要した時間は 35 分程度であった。

表- 4.2.1　**型枠材（発泡ウレタン、吊り型枠）の施工タイムスケジュール**

作業時間（分）	検証実験作業内容	
	発泡ウレタン	吊り型枠
0	ウレタン注入開始	型枠設置開始
5		（1 部材目設置完了）
10		（2 部材目設置完了）
15	ウレタン充填完了	（3 部材目設置完了）
20	ウレタン成型開始	（4、5 部材目設置完了）
25	（成型作業 1m 当り	（調整板 1 枚目設置）
30	10 分程度）	（調整板 2 枚目切断、設置）
35		吊り型枠設置完了
40		
45		
50		
55		
60	ウレタン成型完了	

なお､発泡ウレタン樹脂注入による型枠構造では､ウレタン充填後の成型に時間を要している。ただ、この成型については、既設中空型枠内に同径のポリエチレン円筒袋を挿入して、この円筒袋内に発泡ウレタンを充填することで、充填完了後の上部成型を省略している施工事例がある。この事例における施工要領を**図**- 4.2.7 に示す。このポリエチレン円筒袋の使用による発泡ウレタン充填では、大幅な作業時間の短縮が図れる。

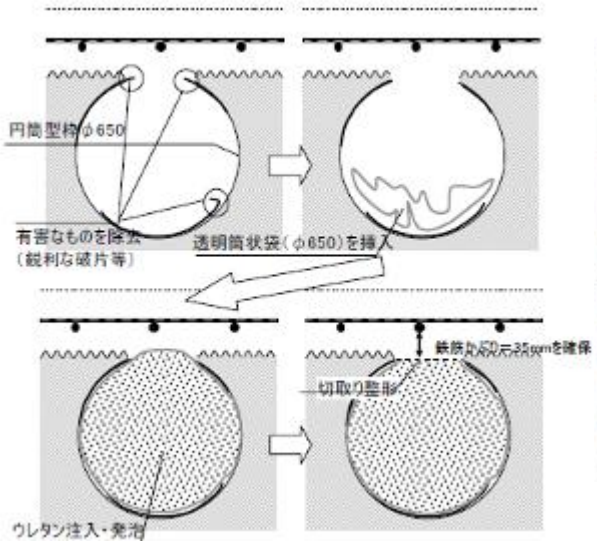




図- 4.2.7　発泡ウレタン充填におけるポリエチレン円筒袋の併用事例

(2) 2 次コンクリート打設時の高さ計測

1)型枠材の沈下量の計測方法

・本検証試験では、2 次コンクリート打設時に、床版厚（試験供試体の床版厚：150mm）が確保されているか確認することを目的に、コンクリート打設時における型枠材の沈下量の計測を行った。

・型枠材（ウレタン材及び吊り型枠）上に計測器具（ネジボルト）を垂直になるように固定した（**写真**- 4.2.8）。計測器具は、ウレタン及び吊り型枠にそれぞれ 1m 間隔で 5 箇所ずつ設置した（**図**- 4.2.8）。

・型枠材の沈下量の計測方法は、床版天端（計測器具には黄色のシールを貼付）から 50mm の高さに水糸（赤）を張り、 2 次コンクリート打設前後の高さを測定した（**写真**- 4.2.9）。

※5mm が基準値となり、(+)側が型枠材の沈下、(－)側が型枠材の浮き傾向となる。

・レベルによる測定も併用して行った。



写真- 4.2.8　計測器具設置状況



写真- 4.2.9　沈下量測定方法

平面図

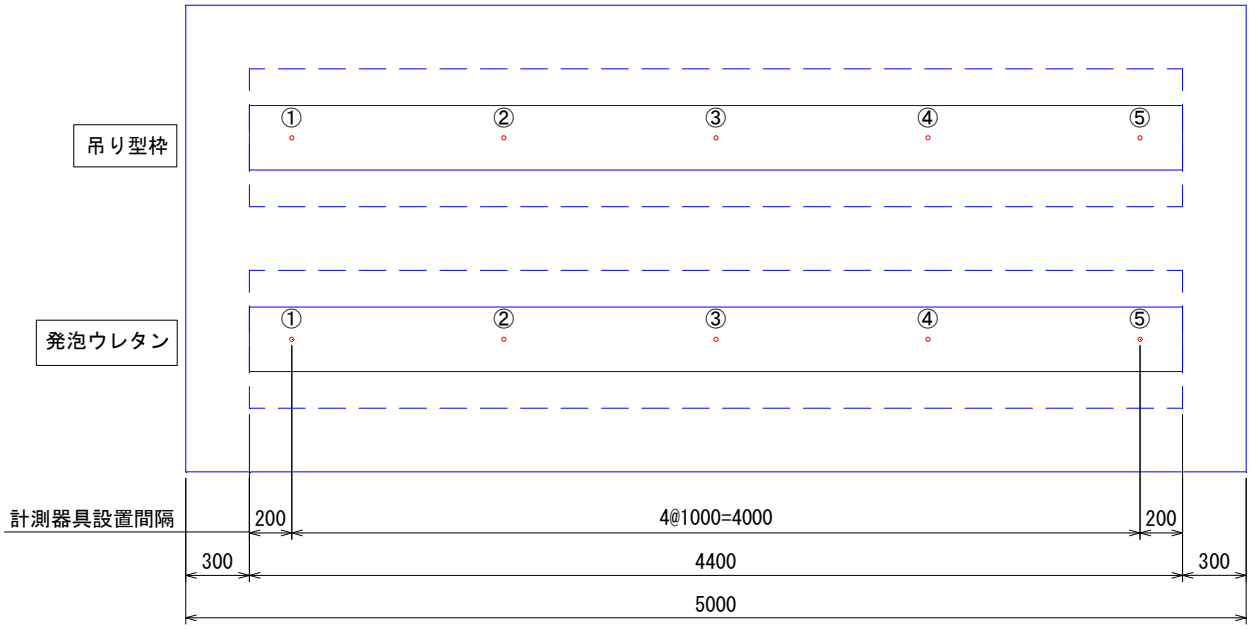


図- 4.2.8　計測器具設置箇所（計測位置）

2) 計測結果

発泡ウレタン及び吊り型枠の型枠材の沈下量の計測結果を**表-** 4.2.2 に示す。1～2mm の沈下がみられる箇所があったが、測量の誤差範囲内と考えられ、型枠材による大きな沈下は発生しなかった。

表- 4.2.2　**沈下量計測結果**

（単位：㎜）

型枠材	計測位置	計測器具（ネジボルト）による測定				レベルによる測定
		打設前(a)	打設中(b)	打設完了(c)	沈下量	沈下量
ウレタン	①	50	50	51	−1	−1
	②	50	50	50	0	0
	③	50	51	50	0	0
	④	50	50	51	−1	−1
	⑤	50	51	52	−2	0
吊り型枠	①	50	51	51	−1	0
	②	50	50	50	0	−1
	③	50	51	50	0	0
	④	50	52	51	−1	−1
	⑤	50	52	52	−2	−2

※50㎜が基準値となり、(+)側が型枠材の沈下、(−)側が型枠材の浮き傾向となる。

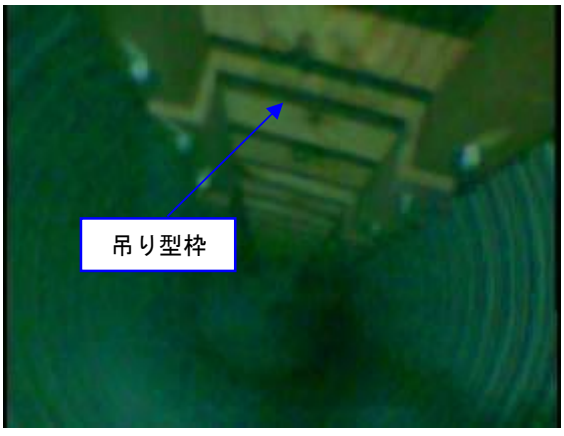
(3) 外観調査

1)発泡ウレタンの隙間確認

発泡ウレタン内部は 200℃付近まで温度上昇して徐々に冷却されるが、その際に多少収縮して隙間ができる懸念があった。検証試験前日の事前試験では、発泡後のウレタンを切断し断面を確認したが、隙間がないことを確認した。

2)吊り型枠の中空内の調査（漏れ状況の確認結果）

打設中のファイバースコープによる中空型枠内の視認は、型枠の変形は確認できなかった（**写真-** 4.2.10）。また、型枠端部からのノロ漏れもなく、強固な型枠固定状況であることを確認した。



＜打設開始時＞



＜打設完了後＞

写真- 4.2.10　**ファイバースコープによる内部確認**

(4) 発泡ウレタンの温度計測

発泡ウレタンの温度履歴を**図**- 4.2.9 に示す。発泡ウレタンの温度特性を把握するために、発泡ウレタン充填完了後（15 分）から発泡ウレタン表面の温度計測を実施した。また、ウレタンの内部温度は 200℃近くと高温になるため、別途、反応発熱温度試験により温度測定を実施した。

発泡ウレタン表面温度は、発泡ウレタン充填完了後 5 分程度で 40℃程度まで降下した。

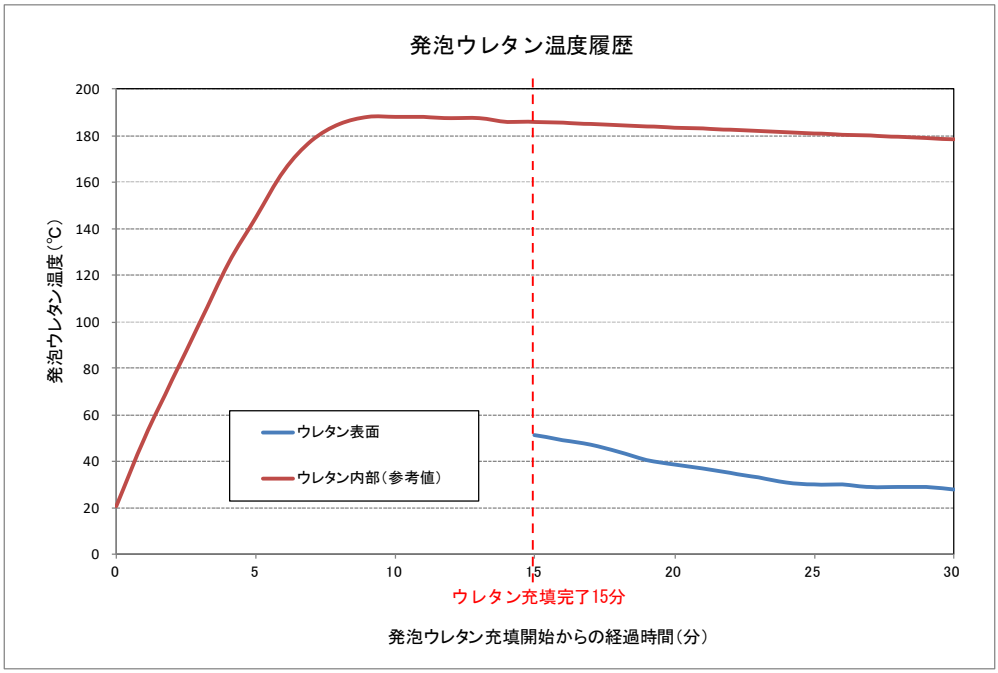


図- 4.2.9　発泡ウレタン温度履歴

4.3 型枠材の性能指標の確認

中空床版橋における床版上面の打替えにあたって、**表-** 4.3.1 に示す性能指標（**表-** 4.1.2 のうち、型枠材に関する性能指標）を設定した上で、実験で指標を確認した結果、耐荷重性や剛性については、**表-** 4.3.2 に示す沈下量計測より、型枠材としての性能が確保されているものと評価できる。以上の結果より、発泡ウレタン充填並びに吊り型枠構造とも、床版上面の打替えに対しては、型枠材としての性能を有していることが確認できた。施工性については、今回の本検証実験での施工時間は**表-**4.2.1 に示すように、吊り型枠構造に比較して発泡ウレタン充填での型枠施工時間が長くなった。これは、発泡ウレタン充填後の上部成型によるものである。発泡ウレタン充填での施工事例ではポリエチレン円筒袋を使用して、この発泡ウレタン上部の成型を省略されている事例もある。

また、本実証実験では、中空型枠上部の鉄筋（橋軸方向・橋軸直角方向）は、一旦、撤去しての型枠を設置したが、調査した事例の中で、発泡ウレタン充填（ポリエチレン円筒袋併用）やエアーチューブ式では、鉄筋を残置したままで型枠設置作業が実施されている例も確認された。

表- 4.3.1　**型枠材の性能指標と確認内容**

性能指標	型枠材(木材等)	型枠以外の 埋め戻し材料	確認内容
耐荷重性	応力検討	一軸圧縮強度	コンクリートの自重等に耐えうる強度を有しているか
剛　性	応力検討 たわみ制限	（埋戻材硬化後） 弾性係数	どの程度の弾性係数であれば、自重等により型枠材が沈下しないのか
施工性	狭小部への型枠挿入のし易さ 狭小部での型枠組立易さ（時間、挿入可能 or 不可） コンクリートの撤去幅や鉄筋の切断範囲		簡単に型枠が設置できるのか、どの程度、健全部のコンクリートや鉄筋を撤去する必要があるのか

表- 4.3.2　**実証実験における沈下量**

（単位：㎜）

型枠材	計測位置	計測器具（ネジボルト）による測定				レベルによる測定
		打設前(a)	打設中(b)	打設完了(c)	沈下量	沈下量
ウレタン	①	50	50	51	-1	-1
	②	50	50	50	0	0
	③	50	51	50	0	0
	④	50	50	51	-1	-1
	⑤	50	51	52	-2	0
吊り型枠	①	50	51	51	-1	0
	②	50	50	50	0	-1
	③	50	51	50	0	0
	④	50	52	51	-1	-1
	⑤	50	52	52	-2	-2

4.4 施工方法のまとめと留意事項

4.4.1 対策範囲の設定

施工範囲設定における留意事項を以下に示す。

・道路陥没等の踏み抜きに対する緊急対応については、踏み抜き箇所の早期復旧を目的として、部分的な補修が可能となる、吊り型枠構造での中空型枠上部の打替えを検討するのがよい一方で、同一施工である当該橋梁で他の中空型枠上部の床版厚不足となっている可能性は高いと考えられる。非破壊検査等により当該橋梁のコンクリート床版厚を調査して、全面的な床版打替えや上面増厚による恒久対策についても併せて検討を行うのがよいと考えられる。

・全面的な床版打替えにあたっての型枠構造選定においては、本報告での試験結果や改善事項を踏まえて検討することが望ましい。また、本報告書の試験では、中空型枠上部の鉄筋は、一度、撤去して再配置してコンクリート打設を実施した。実橋において、中空型枠上部の鉄筋を残存させた状態で全面を含む広範囲での打替え時には、吊り型枠構造の適用が困難であることに留意が必要である。

・恒久的な対策にあたっては、非破壊検査等による橋梁全体のコンクリート床版厚を調査（計測）した上で、補修範囲を設定するのがよいと考えられる。

・計測したコンクリート床版厚とボイド径により、既存の耐荷力評価を行い、補修要否を検討するのがよいと考えられる。

・橋梁の全面的な中空型枠上部のコンクリート打替えを計画する際には、中空型枠上部のコンクリート撤去時における構造計算を実施して、必要に応じて、支保工等を計画するべきである。連続桁での中間支点上では、中空型枠上部のコンクリート撤去により、引張鉄筋とコンクリートの一体性が損なわれるため、支保工設置が必須となる事に留意する必要がある。

・既設コンクリートに塩化物イオンが浸透して、上面打替えコンクリート部と残存コンクリートで塩化物イオン量の差異が大きい場合、その水平打継界面での塩化物イオンの拡散によりマクロセル腐食が生じ、早期の再劣化が生じることが懸念される。そのため、マクロセル腐食対策についても検討が必要となる。マクロセル腐食については、打継面に含侵性表面保護材を塗布して、母材コンクリートの吸水防止効果により電気抵抗を増加させることによるマクロ腐食対策が記載された文献 6)や、文献 6)に対する施工後 5 年を経過した効果モニタリングが報告されている文献 7)、並びに、亜鉛を主材とした犠牲陽極剤によるマクロセル腐食対策が記載されている文献 8)等が参考となると考えられる。

4.4.2 実験結果から得られた知見と改善事項

(1) 型枠材として発泡ウレタンを使用した検証試験[①-1]

【得られた知見】

・発泡ウレタンは粘弾性体であり、力が加わるとゆっくり変形する性質がある。床版打設後に未硬化コンクリートの重量で変形すると、ひびわれ発生の原因となるため、変形量をあらかじめ施工前に確認する必要がある。

・発泡ウレタンの表面温度の計測結果より、比較的早い段階（充填完了後 5 分程度）で発泡ウレタンの成型作業に入ることが可能である。したがって、緊急時対応にも、発泡ウレタンを型枠材として採用可能であると考えられる。

・発泡ウレタン成型作業に作業員 4 名で 40 分程度要したが、熟練作業員の配置や作業員人数の増員などにより、作業時間の短縮は可能である。本検証試験では、発泡ウレタン成型作業を小型のノコギリで行ったが、電動の切断機材を活用することにより、施工性は向上すると考えられる。
・本研究で実施した試験施工においては、発泡ウレタン膨張後の成型を実施したが、**図-** 4.2.7 で示すようなポリエチレン円筒袋を使用することにより、施工性は向上すると考えられる。

【改善事項】
・発泡ウレタン成型作業をうまく行えず，段差など生じた場合の調整作業を想定して 1cm 程度の薄いウレタン板を事前準備するのがよいと考えられる。

(2) 型枠材として吊り型枠を使用した検証試験[①-2]
【得られた知見】
・吊り型枠を使用した場合、型枠の変動が目視可能で、強固な型枠を構築できる。
・型枠を吊り型枠とすることで、床版上に吊り部材（60 角鋼管）を配置する必要があり、コンクリート打設時の天端仕上げにトロウェル等の機械の使用ができない。
・型枠設置は少人数の人力で行われる。今回の実験のように、中空型枠内に人が入れなければ、型枠の設置作業は態勢が不十分となり、多勢で行えないため効率が悪くなると推察される。
・本検証試験のように鉄筋間隔以上の大型の型枠を設置する場合、上床版鉄筋の解体や切断が必要となり、また、型枠設置後に 60 角鋼管の間に鉄筋を再配置する必要があるため、相当の時間を別途考慮する必要がある。本検証試験では、吊り型枠のほうが、発泡ウレタン充填よりも設置時間が短く済んだ（吊り型枠 35 分＜発泡ウレタン 60 分）が、鉄筋の解体作業や再配置作業を考慮していないため、これを考慮した場合、同程度の時間になると推察される。
・吊り型枠は、補修工事前に事前に準備、製作しておく必要があり、緊急時対応には不向きな面がある。既設の中空型枠形状を事前に把握することが必要であり、中空型枠の浮き上がりや変形がある場合は、吊り型枠を配置できない場合があり、現地合わせの型枠が必要となるため、調査時にはこれに留意し検討する必要がある。ただし、中空型枠を円形形状に拘らないのであれば、補修事例のように板状のコンパネを型枠として採用することも考えられる。

【改善事項】
・吊り型枠の中空内の調査では、型枠接合部からわずかではあるがノロ漏れがあったように見受けられたため，実施工では，隙間テープやコーキングすることがよいと考えられる。
・光源挿入孔が必要である。

(3)まとめ
これらの試験により、発泡ウレタン及び吊り型枠とも、中空床版上部への型枠材としての適用が可能であるとの事が確認されたとともに、工程計画時に参考となる単位量当たりの施工時間が確認された。
ただし、本試験を通じて、いくつかの改善事項も確認されたため、実施工にあたっては、以下の

改善も含めて計画することが望ましい。

① 発泡ウレタン充填工法

本試験では、発泡ウレタン充填後のボイド上部の成型に時間を要した。この成型する時間を短縮するため、ポリエチレン円筒袋の併用やボイド上部へのウレタン板等での発泡ウレタン充填（膨張）に対する蓋設置について検討することが望ましい。

② 吊り型枠

本試験では、吊り型枠のパネル間で、コンクリート打設によるコンクリートノロの漏出が確認された。吊り型枠設置後、パネル間へのシーリング処理についても検討することが望ましい。

【4 章の参考文献】

1) 道路橋示方書・同解説，平成 29 年 11 月，（社）日本道路協会，2017
2) 2023 年制定 コンクリート標準示方書[施工編]，2023 年 9 月，（社）土木学会，2023
3) コンクリート道路橋施工便覧，令和 2 年，（社）日本道路協会，2020
4) JIS による道路橋用 PC 橋桁設計・製造便覧，2020 年 8 月，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会
5) （社）日本道路協会：道路橋補修・補強事例集（2012 年版），pp231，2012.3
6) 文献 6:松田ら,塩害により損傷したコンクリート橋のリニューアルー-阪和自動車道松島高架橋ー，橋梁と基礎，Vol.41，No.5，pp21～pp25，2007.5
7) 文献 7：高橋ら，施工後 5 年を経過した遮蔽型マクロセル腐食対策の効果，土木学会第 66 回年次学術講演会(平成 23 年度)，Ⅴ-241，pp481～pp482，2011
8) 文献 8：平石ら，犠牲陽極材のマクロセル腐食抑制効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp1431～pp1436，2002

Ⅱ-3　目 次

1 章.　概要 Ⅱ-110
1.1　研究の背景と目的 Ⅱ-110
1.2　研究の流れ Ⅱ-111

2 章.　滞水の要因 Ⅱ-112
2.1　構造的特徴と滞水の要因 Ⅱ-112
2.2　水の浸入要因の整理 Ⅱ-113
2.3　排水不良要因の整理 Ⅱ-116

3 章.　事例調査 Ⅱ-118
3.1　型枠内調査事例 Ⅱ-118
3.2　補修事例 Ⅱ-119
3.3　事例調査を踏まえた検討課題の抽出 Ⅱ-121

4 章.　補修施工方法に対する検討 Ⅱ-122
4.1　中空型枠の排水性・点検性に関する検証試験の概要 Ⅱ-122
4.2　試験計画 Ⅱ-122
4.2.1　中空型枠内の排水性に関する検証試験[①]の計画 Ⅱ-122
4.2.2　中空型枠内の点検性に関する検証試験[②]の計画 Ⅱ-125
4.3　試験結果 Ⅱ-126
4.3.1　中空型枠内の排水性に関する検証試験[①]の結果 Ⅱ-126
4.3.2　中空型枠内の点検性に関する検証試験[②] の結果..... Ⅱ-131
4.3.3　試験結果のまとめ・補修における留意事項 Ⅱ-131

Ⅱ-3　中空型枠内の滞水対策

1章.　概要

1.1 研究の背景と目的

コンクリート床版橋に分類される場所打ちコンクリート中空床版橋（以下、中空床版橋）は、中空型枠を用いて、コンクリート床版を空洞化させた橋梁形式である。国土交通省が管理する中空床版橋は、1950 年代から 10 年ごとに 200～500 橋の整備が進められているが、整備開始から 50 年以上を経過した現在、中空床版橋特有の損傷事例として、中空床版橋下面の漏水や中空型枠内の滞水が確認されている。床版部が RC 構造であること、結露が発生する可能性があることを考えると、型枠内で滞水が生じるおそれがあり、滞水が継続すると内部鋼材の健全性などに影響を与えることが懸念される。現在、新設においては水抜き孔を設置することとされており、また、既設においても追加で設置された事例があるが、その水抜き孔の効果については明らかではなく、位置や個数の決め方にも確立した知見はない。

そこで、本編「**Ⅱ-3 中空型枠内の滞水対策**」は、水抜き孔の効果を実験的に把握するとともに、新設、既設の区別なく適宜参考にできる、内部の点検も考慮した設置位置や径の設定方法、施工方法や管理方法について、標準案を提案することを目的としている。

1.2 研究の流れ

本章の構成は、**図**-1.2.1 及び以下に示す。

「**1 章 概要**」では、本研究の背景及び目的、研究の流れ、報告書の構成を示した。

「**2 章 滞水の要因**」では、中空床版橋の滞水発生までの要因を「根本要因」「直接要因」に大別した上で、それぞれが要因とされる一般論について示した。

「**3 章 事例調査**」では、調査事例及び対策事例の調査を踏まえ、滞水が生じた中空床版橋の補修方法に関する検討課題の抽出を行ったものを示した。

「**4 章 補修施工方法に対する検討**」では、排水性ならびに点検性に着目した検証実験の結果より、補修施工方法に対する留意事項を整理して示した。

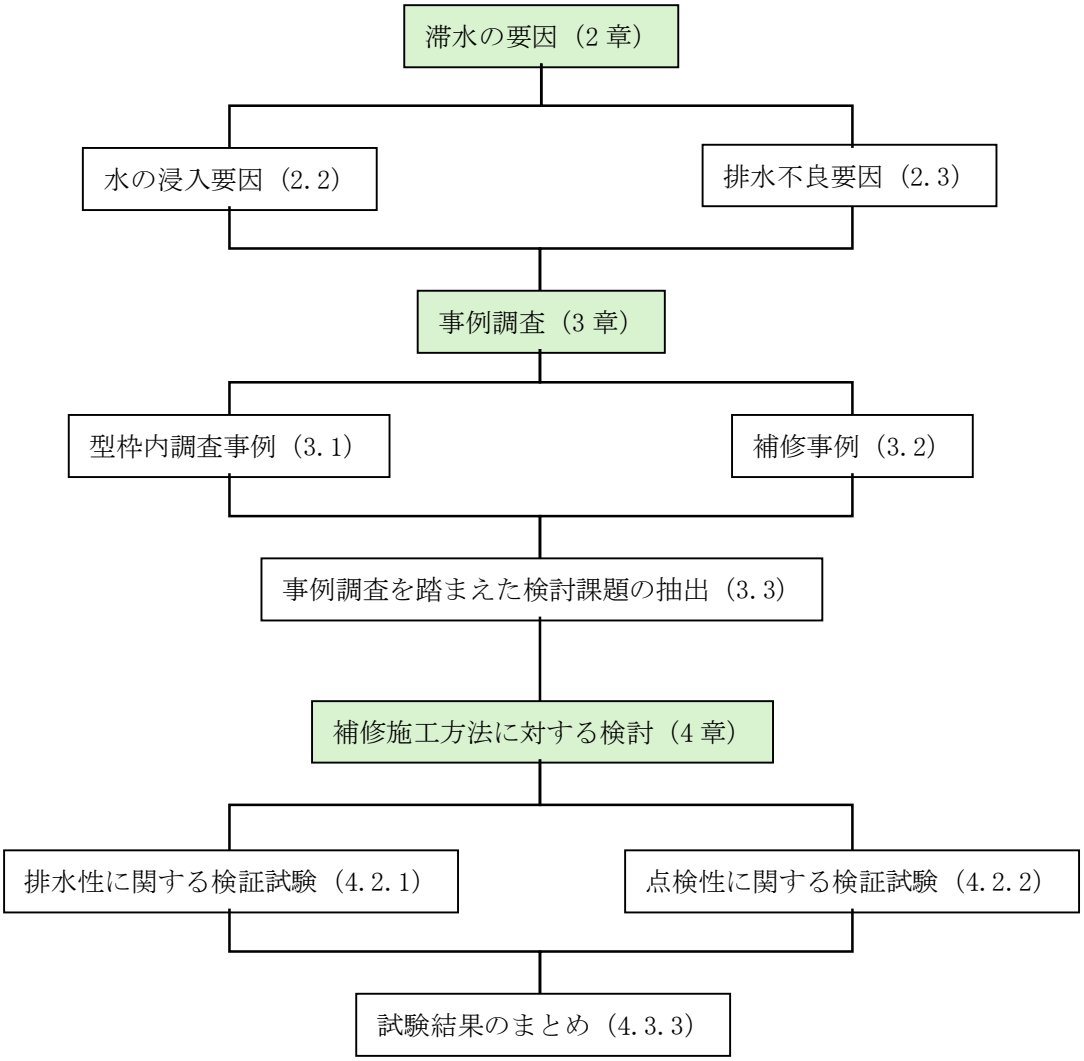


図- 1.2.1　**本研究のフロー**

2章.　滞水の要因

2.1 構造的特徴と滞水の要因

中空床版橋の概要図を**図-** 2.1.1 に示す。中空床版橋は、ボイド管等の中空型枠により肉抜きした床版橋で、一般に現場打ちで施工される。床版部が RC 構造のため型枠を覆うコンクリートにひびわれの発生がありうること、現場打ちで一定期間は型枠が外にさらされ、打設時期によっては型枠内部に結露が発生する可能性があることを考えると、型枠内で滞水が生じるおそれがある。

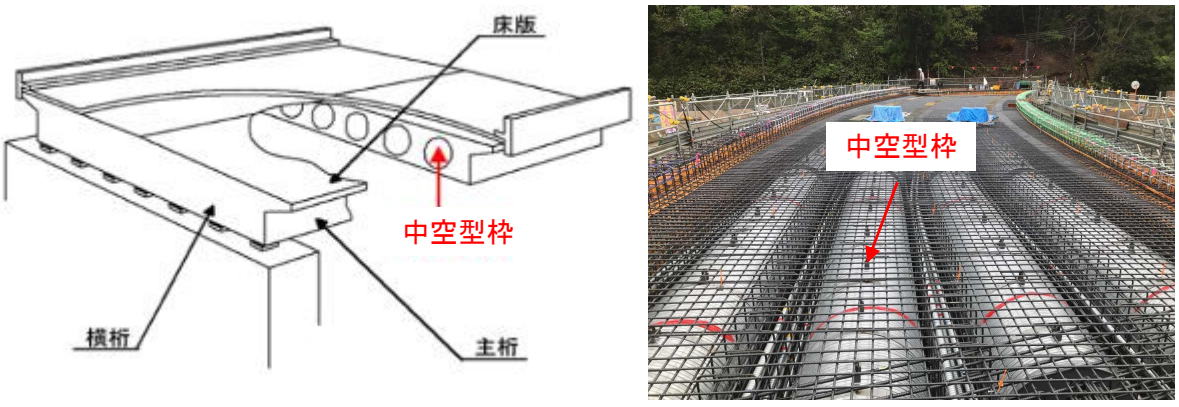


図- 2.1.1　**中空床版橋の概要図**

中空型枠内の滞水は**図-** 2.1.2 に示す過程を辿ると考えられる。滞水は、「水が浸入すること」と、「水が排水されないこと」の 2 つの事象が重なることで生じると考えられる。

水の浸入に関しては、中空型枠内での水分の発生、または外部からの水の浸入が挙げられる。一方、水の排出に関しては、水抜き孔が無い、または変形や目詰まりによる排水性の低下が挙げられる。滞水発生までの要因を「(1)水の浸入」と「(2)排水不良」に大別し、これらが重なることで滞水が生じることを整理する。

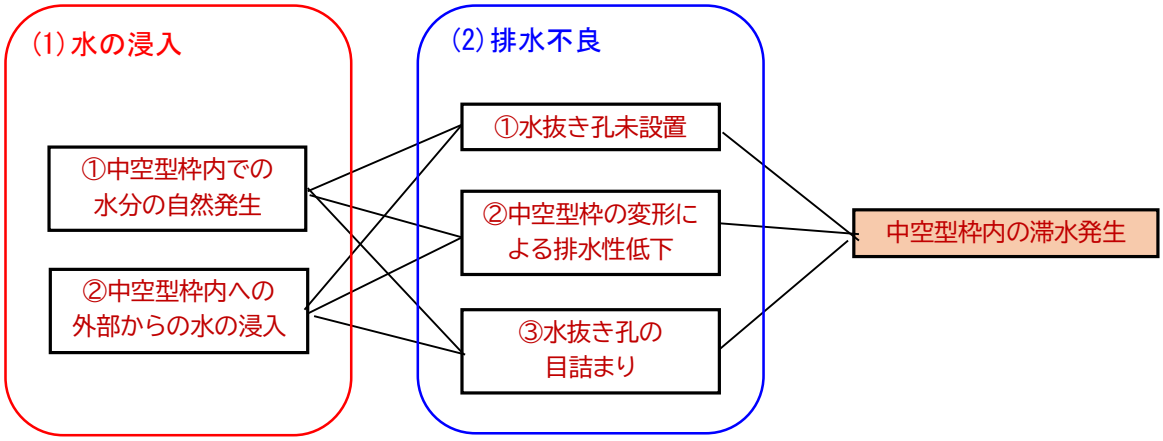


図- 2.1.2　**滞水発生と要因の関係性**

2.2 水の浸入要因の整理

滞水が発生する要因のうち、水の浸入要因は、①中空型枠内での水分の自然発生、②中空型枠内への外部からの水の浸入が考えられる。

①の水分の自然発生は、結露がこれにあたる。結露は、中空型枠内の暖かい水蒸気を多量に含んだ空気が冷やされた場合（中空型枠内とコンクリートに温度差が生じた場合）に、飽和水蒸気量を超えると余分な水蒸気が水滴に変化することで生じる。結露が繰り返されることで滞水が生じる可能性がある。

②の外部からの水の浸入は、橋面防水層の未設置（**図**- 2.2.1、**写真**- 2.2.1 参照）、または劣化による中空型枠頂部からの漏水（**図**- 2.2.2、**写真**- 2.2.2 参照）と考えられる。

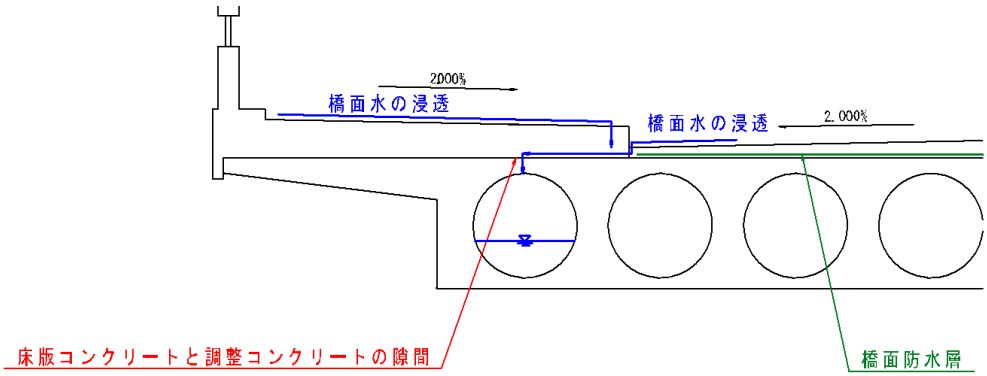


図- 2.2.1　**中空型枠への水の浸入経路**



写真- 2.2.1　**境界部の隙間**

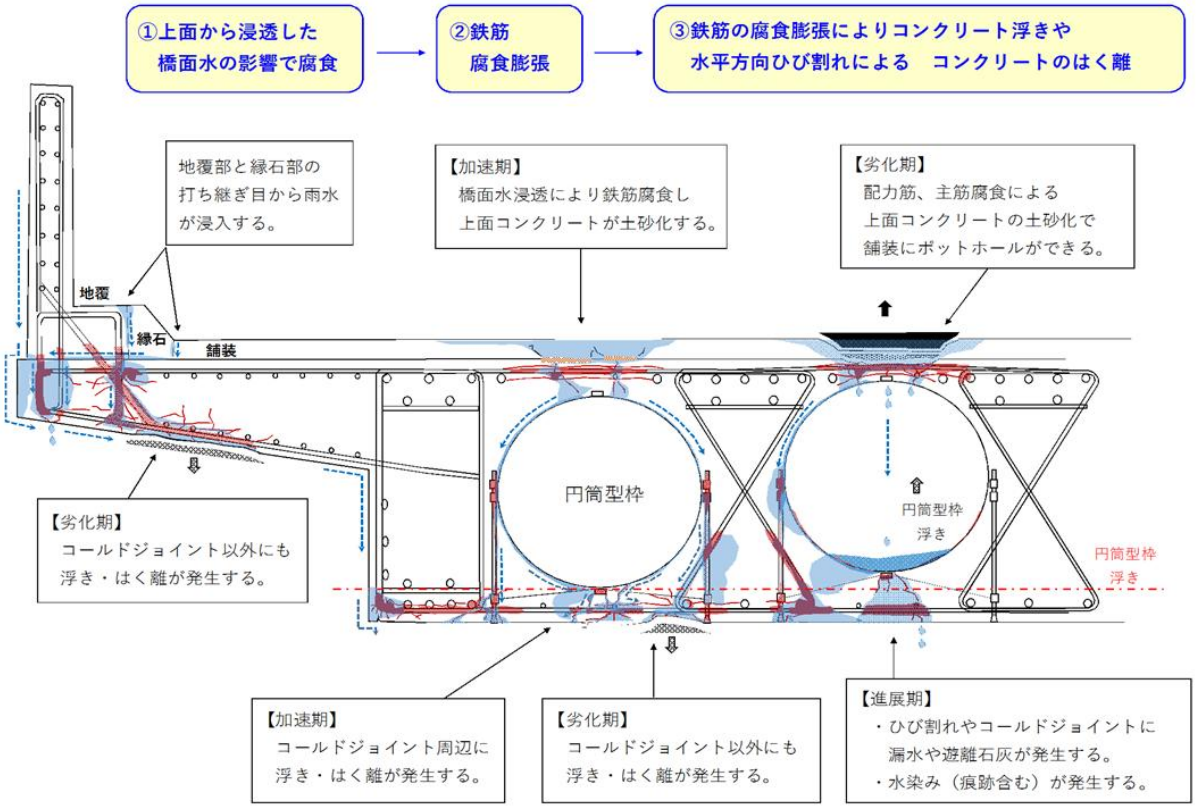


図- 2.2.2　中空型枠への水の浸入経路

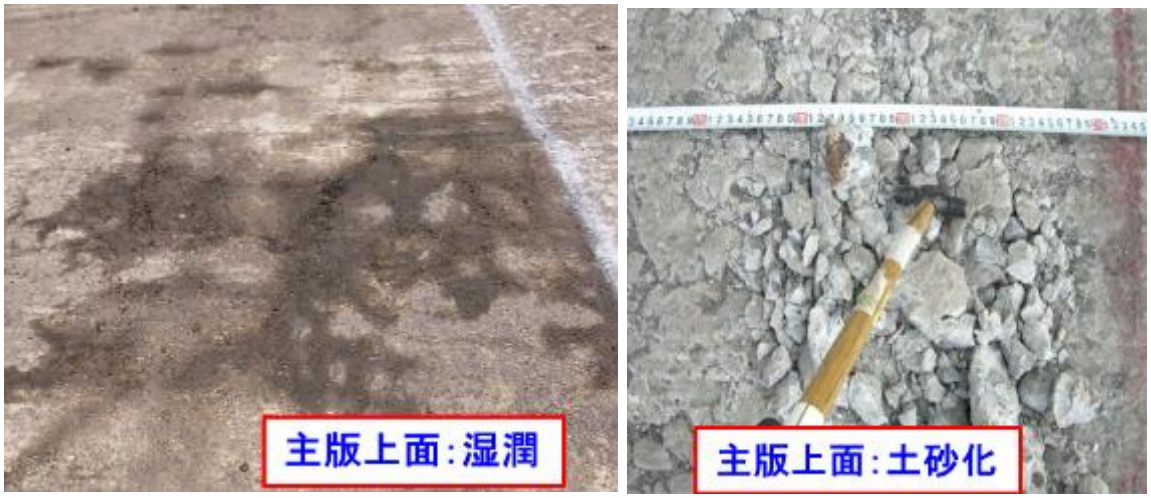


写真- 2.2.2　主版上面の劣化事例

また、中空床版の上面からの漏水が生じた場合、中空型枠の溶接部より中空型枠内部に浸水することも考えられる（**写真**- 2.2.3 参照）。



写真- 2.2.3　**中空型枠内部への溶接部よりの浸水例**

2.3 排水不良要因の整理

滞水が発生する要因のうち、排水不良の要因は、①水抜き孔未設置、②中空型枠の変形による排水性低下、③水抜き孔の目詰まりであると考えられる。

① 水抜き孔未設置（水抜き孔の有無）

水抜きの孔の有無は建設時の技術基準に依存するものと考えられる。技術基準の変遷は「Ⅱ-1 中空床版橋の健全性評価編」に詳述しているが、平成 10 年（1998 年）のコンクリート道路橋施工便覧 [1)]に初めて水抜き孔を設けることが記載されたことから、それ以前の橋では水抜き孔が無い可能性がある。

② 中空型枠の変形による排水性低下

水抜き孔を設置していても、型枠の浮き上がりや移動、変形に伴い、水抜き孔が脱落・変形・移動すれば、排水性の低下が生じる。中空型枠の浮き上がりや変形についても、技術の変遷とともに改善されていると考えられる。技術基準の変遷は「Ⅱ-1 中空床版橋の健全性評価編」に詳述しているが、昭和 43 年（1968 年）の道路橋示方書 [2)]にて初めて浮き上がり対策の必要性が明記されたものの具体案は記載されず、平成 13 年（2001 年）の PC 建協の通達にて初めて浮き上がり防止の具体案が示された。

変形についても、昭和 53 年（1978 年）の道路橋示方書 [2)]にて初めて型枠の材質・寸法の確認、型枠の形状保持等が明記された。

よって、各基準類の整備前の橋では浮き上がりや変形のリスクが相対的に高い可能性がある。

③ 水抜き孔の目詰まり

水抜き孔の目詰まりについては、既報の文献等での事例は確認できなかったが、PC 建協が会員に行ったヒヤリングでは、コンクリートのノロ等により水抜き孔の目詰まりが生じており、下面より目詰まり材を撤去した際に、中空型枠内部より水が流出した事例の報告があった。目詰まりした水抜き孔から湿気は入り込むが、冷却され水になった後は排出されないことは十分に考えられる。

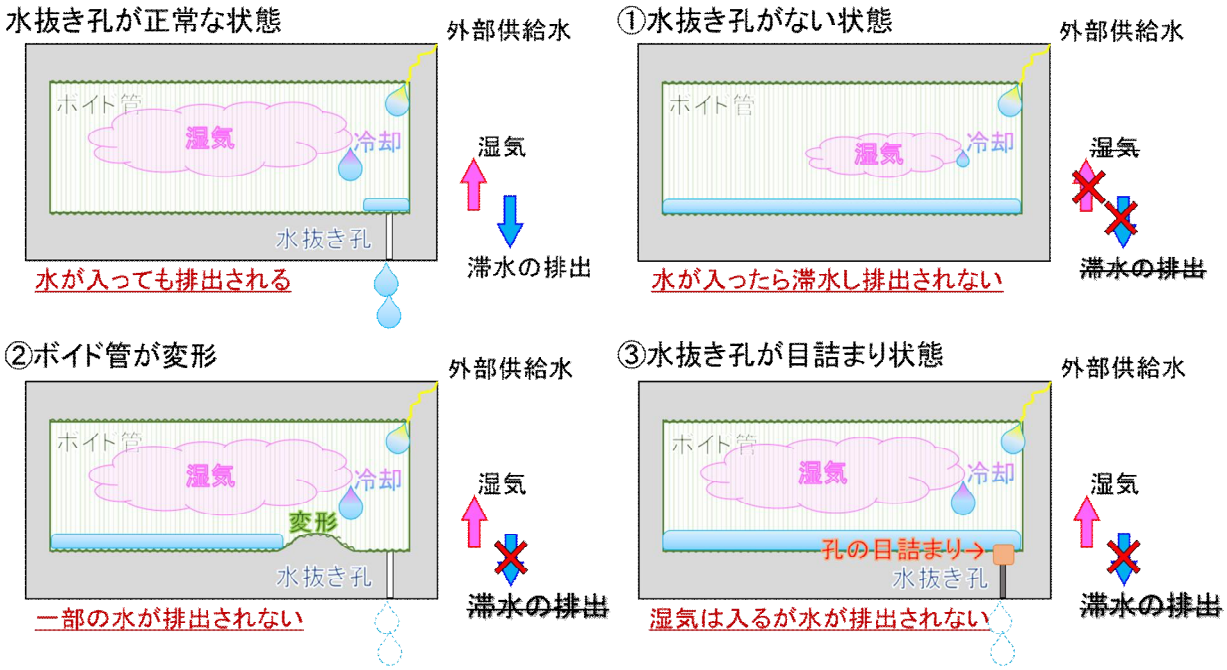


図- 2.3.1　滞水が発生する直接要因のイメージ

【2 章の参考文献】

1)　コンクリート道路橋施工便覧　昭和 59 年 2 月，（社）日本道路協会，1984
コンクリート道路橋施工便覧　平成 10 年 1 月，（社）日本道路協会，1998
コンクリート道路橋施工便覧　令和 2 年 9 月，（社）日本道路協会，2020

2)　道路橋示方書・同解説　昭和 39 年 6 月，（社）日本道路協会，1961
道路橋示方書・同解説　昭和 53 年 3 月，（社）日本道路協会，1978
道路橋示方書・同解説　平成 2 年 3 月，（社）日本道路協会，1990
道路橋示方書・同解説　平成 6 年 2 月，（社）日本道路協会，1994
道路橋示方書・同解説　平成 8 年 12 月，（社）日本道路協会，1996
道路橋示方書・同解説　平成 24 年 3 月，（社）日本道路協会，2012
道路橋示方書・同解説　平成 29 年 11 月，（社）日本道路協会，2017

3章.　事例調査

3.1 型枠内調査事例

中空型枠内の滞水を対策するためには、内部の状態を知ることが重要である。本研究の文献調査により収集した型枠内調査事例を「Ⅱ-1 編 中空床版橋の健全性評価」に掲載している。調査方法は、桁下からコア削孔を行った後にカメラを挿入し、滞水状況や型枠の形状を観察している。

調査結果から得られた知見として、以下のようなものがある。

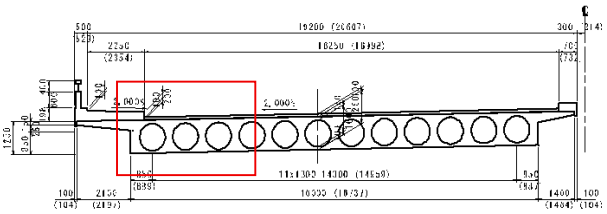
・滞水していた中空床版橋は、床版下面に漏水痕や遊離石灰などの水の影響が確認されている。滞水が生じている型枠は、橋面の横断勾配の低い側の直下付近が多い。床版下面の変状もその付近に集中しており、比較的変状の程度が大きいものが多い（**写真**- 3.1.1）。

・水抜き孔がある場合は、その周辺に濡れ色、苔、錆などが見られる場合もある（**写真**- 3.1.2）。

・そもそも、水抜き孔が無いという事例もあった。

・型枠内のカメラの画像では、ボイド管の変形や、滞水部の発錆が見られている（**写真**- 3.1.3）。





漏水痕は横断勾配の低い側（路肩側）で多く見られた。
※図面左側１つめの管に滞水が見られた

写真- 3.1.1　中空床版橋の下面の変状例





写真- 3.1.2　既設水抜き孔の変状例



写真- 3.1.3　**中空型枠内の滞水状況例**

3.2 補修事例

円筒型枠内部の滞水に対する補修事例を、文献調査により収集を図ったが、確認できなかった。PC 建協へのヒヤリングで得られた補修事例を以下に示す。

1) 補修事例

対策方法：中空床版橋の底版面からのコア削孔

橋梁形式：4 径間連続 RC 中空床版橋、竣工年：1978 年(昭和 53 年)

橋　長　：216.0m



写真- 3.2.1　**橋梁図（左：側面状況，右：下面状況）**

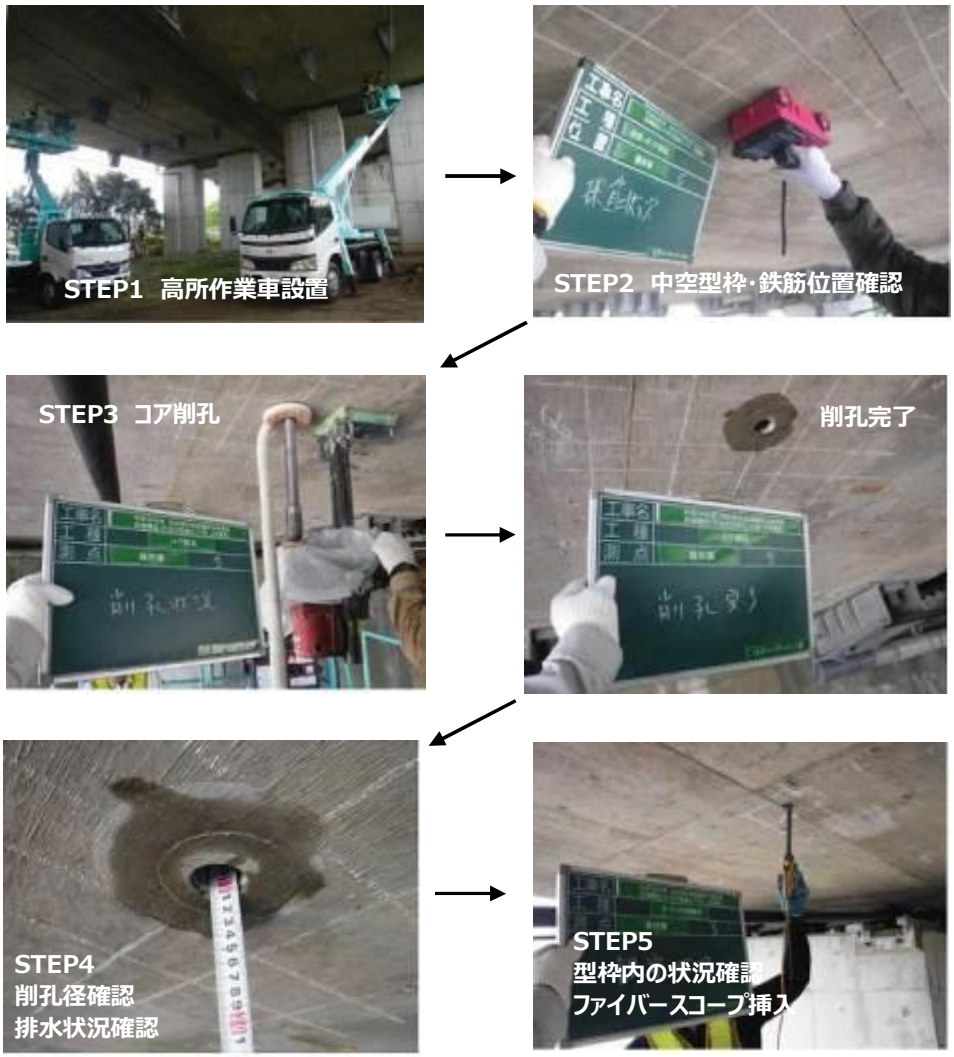


写真- 3.2.2　コア削孔（φ40）対策

3.3 事例調査を踏まえた検討課題の抽出

建設当初から水抜き孔が設置されていない事例が確認された。この事後対応として、対策事例のとおり、既設中空床版橋の底版からコア削孔を行い、中空型枠内部の排水を図られた事例が確認された。

ただし、単純に排水性や点検性を確保するために、意図なく多数のコアを削孔するのでなく、コア削孔により、必要以上に既設構造物の健全部を損傷させないといった配慮が必要であり、排水性と点検性を踏まえた最小コア削孔径やコア削孔数の目安を示すことが重要である。

以上のことより、今後の検討課題として、中空型枠の水抜き孔の適切な配置細目を確認するため、中空型枠内の「排水性」と「点検性」に関する 2 つの検証実験を実施する。

なお、円筒型枠内の滞水に対する調査方法については、主版下面への漏水（痕）や遊離石灰等の外観上の変状が確認されている。主版下面での前述の変状が確認された場合、以下の手順で、円筒型枠内部の滞水に関する調査を実施することとなる。

a) 外観遠望目視等での主版下面の漏水（痕）や遊離石灰の確認
b) 外観遠望目視で水抜き孔の有無の確認
c) 水抜き孔が配置されている場合は、水抜き孔よりファイバースコープ等による内部の確認
d) 水抜き孔が配置されていない場合は、「排水性」と「点検性」を考慮した水抜き孔を設置し、内部を確認

4章.　補修施工方法に対する検討

中空型枠内の滞水に対し、排水性や点検性を踏まえて、補修施工方法の作業標準を提案するため、3.3 に示した通り、配置根拠が明確でない水抜き孔の配置と排水性を確認することとし、その水抜き孔からの点検が行えるかを検証する試験を実施した。

4.1 中空型枠の排水性・点検性に関する検証試験の概要

本試験では以下に示す検証試験②-1 中空型枠の排水性、検証試験②-2 中空型枠内の点検性に関する検証を行う。

［検証試験①］中空型枠内の排水性に関する検証試験

本試験では、**第 3 章 3.3** に示す検討課題を踏まえて、中空型枠の据付勾配（橋梁の縦断勾配）及び水抜き孔の配置箇所・個数をパラメーターとして変化させ、中空型枠内の排水性について評価を行った。

ただし、中空型枠の下面の変形により型枠内に滞水が生じている事例については、変形状況によりコア削孔数や削孔箇所が変わるため、本検証試験の対象外とした。

［検証試験②］ 中空型枠内の点検性に関する検証試験

本試験では、**第 3 章 3.3** に示す検討課題を踏まえて、水抜き孔の内径φ30mm の条件におけるファイバースコープを用いた中空型枠内の点検性（点検のし易さ）の評価を行った。

4.2 試験計画

4.2.1　中空型枠内の排水性に関する検証試験[①]の計画

(1) 試験供試体

中空型枠及び水抜き孔の形状・寸法を**図**- 4.2.1～**図**- 4.2.3、**写真**- 4.2.1、**写真**- 4.2.2 に示す。中空型枠は、施工実績の多いφ1000mm×管厚 1.0mm の波形リブ付き中空型枠 1 体を用いた。中空型枠の水抜き孔は、排水性の観点から、孔径を大きくすることを検討したが、孔径を標準径φ30m より大きくすることで、鳥類や小動物等の侵入が懸念されたため、現行の標準径φ30mm×1 種類に決定した。また、据付勾配の低い側の端部に第 1 孔、中空型枠の中間部に第 2 孔を設置した。なお、中空型枠内の滞水状況を目視確認するため、頂部に透明枠（200×450）を設置した（**写真**- 4.2.3）。

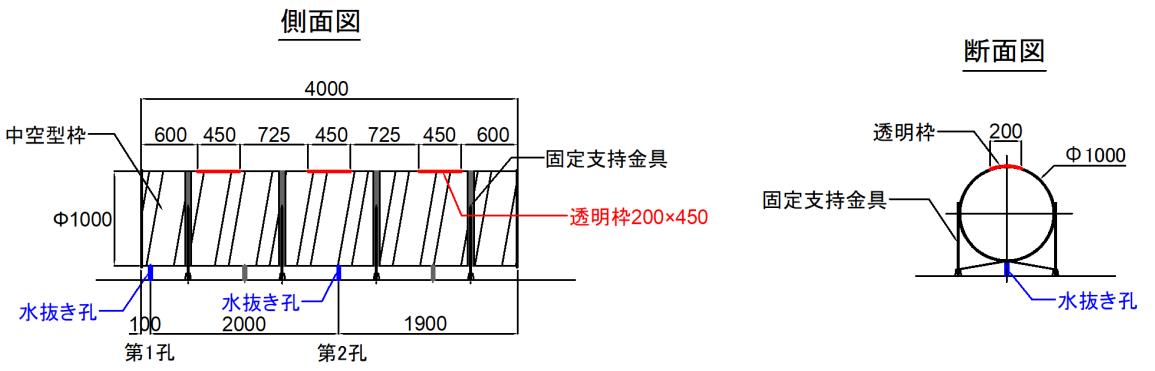


図- 4.2.1　中空型枠試験体の形状・寸法



写真- 4.2.1　中空型枠試験体の設置状況



写真- 4.2.2　水抜き孔

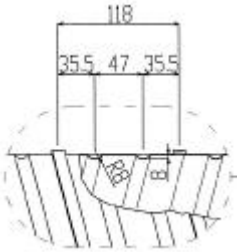


図- 4.2.2　波形リブ寸法

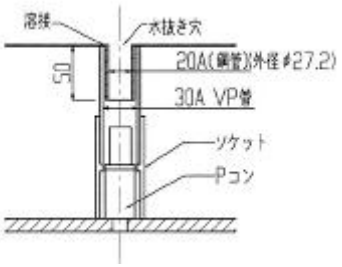


図- 4.2.3 水抜き孔の形状・寸法



写真- 4.2.3　透明枠

(2)試験方法

試験方法は、中空型枠を 3 パターンの据付勾配（0.1%，2%，4%）にて設置し、各据付勾配ともに中空型枠内へ約 100 ﾘｯﾄﾙを滞水させた後、水抜き孔内径φ30mm の第 1 孔、第 2 孔を順次開栓する。本試験のパラメーター及び試験ケースを表- 4.2.1 に示す。

表- 4.2.1　滞水検証試験パラメーターと試験ケース

縦断勾配 / 水抜き	0.1%	2%	4%		備　考
端　部：第 1 孔*開 中間部：第 2 孔*閉	○	○	○		※○試験実施
端　部：第 1 孔*開 中間部：第 2 孔*開	○	○	○		

［検証試験①の手順］（**図**- 4.2.4）。

1)中空型枠を所定の据付勾配にて設置する。

2)中空型枠内に約 100 ﾘｯﾄﾙの水を投入し、数分間静止状態を保つ。詳細の投入量は**表**- 4.2.2 に示す。

3)第 1 孔のバルブを開栓し、中空型枠内の水の排出量を計測、記録する。（第 1 孔開栓、第 2 孔閉栓）

4)滞水の有無及び滞水有りの場合、滞水の発生状況を撮影する。

5)第 1 孔の排水が止まったことを確認した後、中央部に設置した第 2 孔のバルブを開栓する。（第 1 孔開栓、第 2 孔開栓）

6)滞水の有無及び滞水有りの場合、滞水の発生状況を撮影する。滞水状況は、中空型枠上部の透明枠から直接目視確認するとともに、中空型枠の妻枠に設置したφ50mm の孔から撮影し、排出時には中空型枠内の密閉性を確保するため、蓋を設置する。

7)中空型枠の据付勾配毎（0.1%⇒2%⇒4%の順序）にて上記 1)～7)を繰り返す（**表**- 4.2.1：計 6 ケース）。

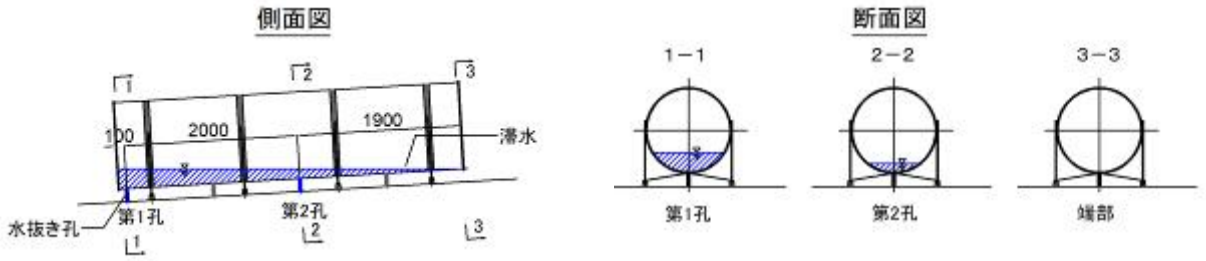


図- 4.2.4　**検証試験方法**

表- 4.2.2　**型枠内への投入数量の内訳**

		①i=0.1%	②i=2.0%	③i=4.0%
		勾配差 4mm	勾配差 80mm	勾配差 160mm
投入数量の内訳	1	10.016	10.006	10.000
	2	10.032	10.062	9.998
	3	10.012	10.012	10.010
	4	10.016	10.036	10.002
	5	10.024	10.062	9.994
	6	10.024	10.056	10.005
	7	10.012	10.028	10.004
	8	10.020	10.040	9.998
	9	10.026	9.878	9.998
	10	9.994	9.830	9.624
	1) 投入総量	100.176	100.010	99.633

(3)評価方法

滞水の有無及び滞水状況（滞水量、滞水状況、排水状況、排水時間）をもとに、中空型枠内に浸入した水が滞水しない適切な水切り孔の配置位置、配置数を評価する。また、定期点検時、水抜き孔が設置されていない場合や、水抜き孔の排水性が低下している場合の適切な削孔径、削孔間隔の目安としても評価する。

4.2.2　中空型枠内の点検性に関する検証試験[②]の計画

(1) 試験供試体

中空型枠：検証試験②-1 と同じ、水抜き孔の内径：検証試験 1 と同じφ30mm

(2) 試験方法

検証試験②の試験方法及び手順を以下に示す。

1)先端可動式工業用ファイバースコープを用いて、中空型枠端部の状況を第 1 孔、第 2 孔から挿入し、端部付近を確認する（**図**- 4.2.5)。ファイバースコープは、カメラヘッドの直径がφ6.9mm の小型のもので、先端に LED ライトを有し、挿入部が防水仕様のものを用いた。

2)ファイバースコープにより端部までの可視状況を確認する（**表**- 4.2.3)。可視状況は静止画を撮影する。

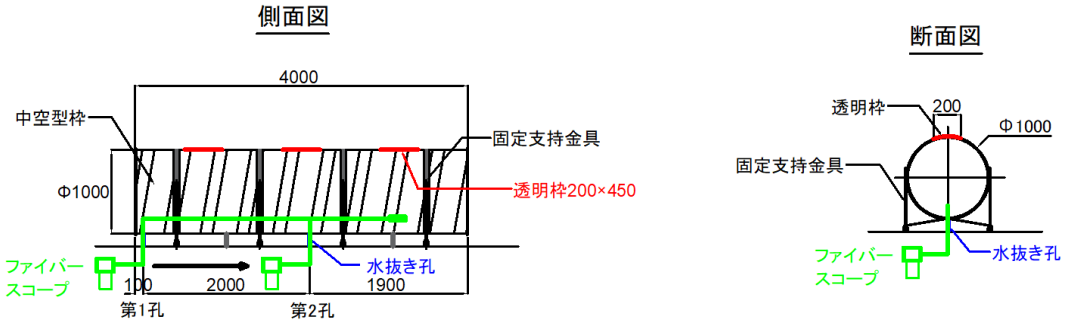


図- 4.2.5　**試験概要及びファイバースコープ挿入順序**

表- 4.2.3　**検証試験ケース一覧**

水抜き孔径 / 点検位置	φ30mm	備　考
	可視状況	
第 1 孔から挿入	○（可能）or ×（不可）	
第 2 孔から挿入	○（可能）or ×（不可）	

(3) 評価方法

中空型枠内の可視状況及びファイバースコープの操作性（端部までの可視状況、検査員の所見）をもとに、供用後における中空型枠内の点検性を評価する。

4.3 試験結果

4.3.1 中空型枠内の排水性に関する検証試験[①]の結果

滞水の有無及び滞水状況（滞水量、滞水状況、排水状況、排水時間）に着目した試験結果を以下に示す。測定結果を**表-** 4.3.1、据付勾配毎の滞水量・排水時間の比較を**図-** 4.3.1、**図-** 4.3.2 に示す。

- 中空型枠内の滞水は、すべての据付勾配（0.1%、2%、4%）において、水抜き第 1 孔・第 2 孔開栓後（全 6 ケース）も生じており、その状況は中空型枠内の全長に渡り滞水が発生していた。
- 排出後の中空型枠内の滞水量は、中空型枠の端部に配置した水抜き第 1 孔の開栓時が約 1.6～2.7 ﾘｯﾄﾙ、端部配置の第 1 孔と中間部に配置した第 2 孔の同時開栓時も約 1.6～2.5 ﾘｯﾄﾙで、据付勾配毎や水抜き孔の個数で顕著な差は生じなかった。
- すべての据付勾配において、中空型枠の端部配置の水抜き第 1 孔開栓時（第 2 孔閉栓）に、中空型枠内のほとんどの水量（滞水量の 97%以上）が排出された。
- すべての据付勾配において、中空型枠の中間部配置の第 2 孔開栓時には、水抜き孔周囲の中空型枠の内リブに残っていた水のみが局部的に排出され、その量は 0.05～0.2 ﾘｯﾄﾙと微量であった。
- 滞水の排出時間は、縦断勾配の影響を受けており、縦断勾配が大きいほど、排水速度が早く、排出時間が短かった。据付勾配 0.1%の排出時間は、据付勾配 4%の約 2.3 倍、据付勾配 2%の約 1.8 倍の時間を要していた。

表- 4.3.1　**排水性の測定結果**

phase ＼ 据付け勾配				①i=0.1%	②i=2.0%	③i=4.0%
				勾配差 4mm	勾配差 80mm	勾配差 160mm
phase1	第１孔：開 第２孔：閉	*phase1* 滞水の有無		有り	有り	有り
		1) 投入総量※	ℓ	100.20	100.00	99.60
		2) phase1 排出量	ℓ	**97.50** （投入量の97.3%）	**97.50** （投入量の97.5%）	**98.00** （投入量の98.4%）
		3) phase1 滞水量	ℓ	**2.70** （投入量の2.7%）	**2.50** （投入量の2.5%）	**1.60** （投入量の1.6%）
		4) 排出時間	分秒	08分30秒	04分50秒	03分40秒
phase2	第１孔：開 第２孔：開	*phase2* 滞水の有無		有り	有り	有り
		5) 開始時水量(=*3)*)	ℓ	2.70	2.50	1.60
		6) phase2 排出量	ℓ	**0.20** （投入量の0.2%）	**0.06** （投入量の0.1%）	**0.06** （投入量の0.1%）
		7) 総排出量(*2)+6)*)	ℓ	97.70 （投入量の97.5%）	97.56 （投入量の97.6%）	98.06 （投入量の98.5%）
		8) 最終滞水量	ℓ	**2.50** （投入量の2.5%）	**2.44** （投入量の2.4%）	**1.54** （投入量の1.5%）
		9) 排出時間	分秒	00分10秒	00分10秒	00分10秒

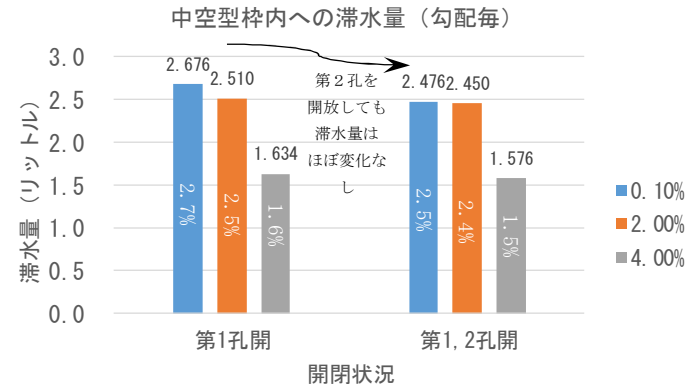


図- 4.3.1　据付勾配毎の滞水量比較

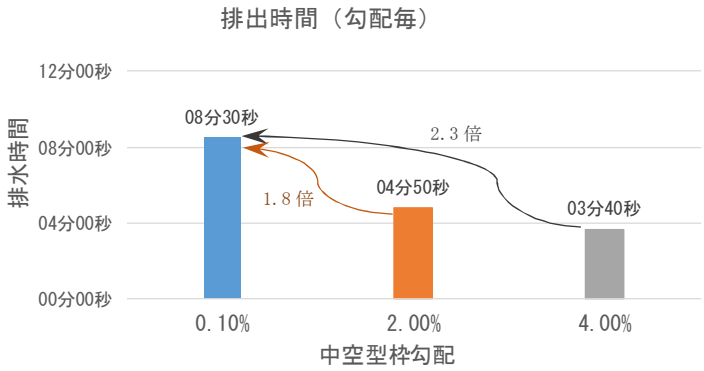


図- 4.3.2　据付勾配毎の排出時間比較

据付勾配 0.1%



据付勾配 0.1%
注水完了（妻枠）



据付勾配 0.1%
注水完了（中央透明枠）



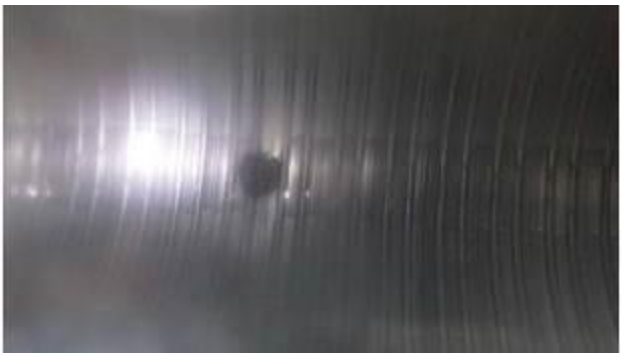
据付勾配 0.1%　第 1 孔開栓
滞水状況（妻枠）



据付勾配 0.1%　第 1 孔開栓
滞水状況（中央透明枠）



据付勾配 0.1%　第 1,2 孔開栓
滞水状況（妻枠）



据付勾配 0.1%　第 1,2 孔開栓
滞水状況（中央透明枠）

表- 4.3.2　据付勾配 0.1%時の計測値

計測値

水抜き孔の状態	滞水 有・無	滞水量 (ﾘｯﾄﾙ)	排出量 (ﾘｯﾄﾙ)	排出量累計 (ﾘｯﾄﾙ)	排出に要した 時間
第 1 孔*開栓 第 2 孔*閉栓	○	2.676	97.5	97.5	8 分 30 秒
第 1 孔*開栓 第 2 孔*開栓	○	2.476	0.2	97.7	10 秒以内

据付勾配 2.0%



据付勾配 2.0%
注水完了（妻枠）



据付勾配 2.0%
注水完了（中央透明枠）



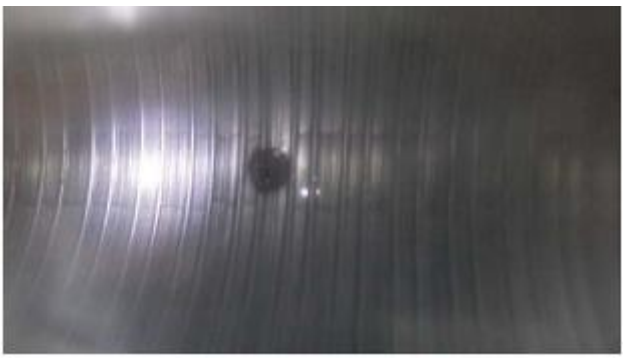
据付勾配 2.0%　第 1 孔開栓
滞水状況（妻枠）



据付勾配 2.0%　第 1 孔開栓
滞水状況（中央透明枠）



据付勾配 2.0%　第 1,2 孔開栓
滞水状況（妻枠）



据付勾配 2.0%　第 1,2 孔開栓
滞水状況（中央透明枠）

表- 4.3.3　据付勾配 2.0%時の計測値

計測値

水抜き孔の状態	滞水 有・無	滞水量 (ﾘｯﾄﾙ)	排出量 (ﾘｯﾄﾙ)	排出量累計 (ﾘｯﾄﾙ)	排出に要した 時間
第 1 孔*開栓 第 2 孔*閉栓	○	2.510	97.5	97.5	4 分 50 秒
第 1 孔*開栓 第 2 孔*開栓	○	2.450	0.06	97.56	10 秒以内

据付勾配 4.0%



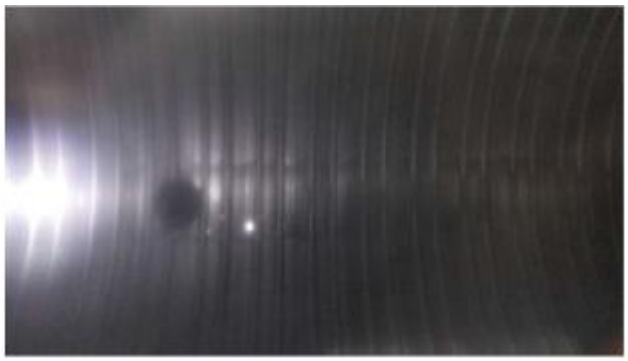
据付勾配 4.0%
注水完了（妻枠）



据付勾配 4.0%
注水完了（中央透明枠）



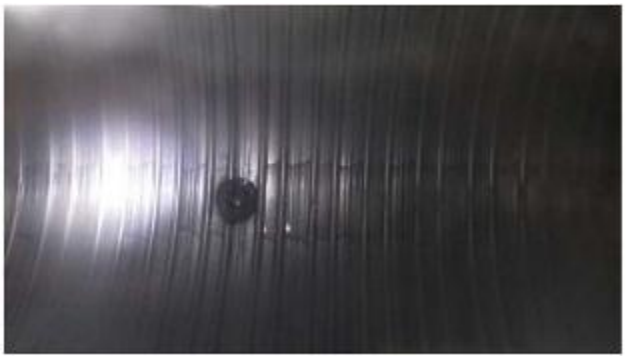
据付勾配 4.0%　第 1 孔開栓
滞水状況（妻枠）



据付勾配 4.0%　第 1 孔開栓
滞水状況（中央透明枠）



据付勾配 4.0%　第 1,2 孔開栓
滞水状況（妻枠）



据付勾配 4.0%　第 1,2 孔開栓
滞水状況（中央透明枠）

表- 4.3.4　据付勾配 4.0%時の計測値

計測値

水抜き孔の状態	滞水 有・無	滞水量 (ﾘｯﾄﾙ)	排出量 (ﾘｯﾄﾙ)	排出量累計 (ﾘｯﾄﾙ)	排出に要した 時間
第 1 孔*開栓 第 2 孔*閉栓	○	1.634	98.0	98.0	3 分 40 秒
第 1 孔*開栓 第 2 孔*開栓	○	1.576	0.058	98.058	10 秒以内

4.3.2 中空型枠内の点検性に関する検証試験[②] の結果

・ファイバースコープを水抜き孔φ30mm×第 1 孔、第 2 孔に挿入した結果、ファイバースコープの LED ライトのみでは中空型枠内が暗い状態で、型枠端部まで確認できなかった（**表-** 4.3.5)。
・内部の状態確認のためには別途、光源挿入孔が必要である。ただし、型枠内を照らすのに十分な光源が一体化したファイバースコープを用いる場合はその限りではない。

表- 4.3.5　**検証試験②結果**

水抜き孔径 / 点検位置	φ 30㎜	検査員の所見
	可視状況	
第 1 孔から挿入	×（不可）	・型枠内が暗い状態で型枠端部までの様子が確認できない。
第 2 孔から挿入	×（不可）	

4.3.3 試験結果のまとめ・補修における留意事項

（排水性）

（１）中空型枠の据付勾配が緩やかなほど、排水状況や排水時間を要したが、中空型枠の端部に配置した水抜き孔 1 箇所の開栓により、最終的には緩やかな据付勾配でも中空型枠内に滞水させた水量の 97%以上が排出されたことが確認できた。

（２）排出後に型枠内へ残った滞水量は、約 1.6～2.7 ﾘｯﾄﾙ（計算上全長 4m に渡り深さ 6～8mm 以下で型枠内リブ凹部に滞水している程度）であり、中空型枠の据付勾配（緩やかな勾配、急な勾配）の違いによって、中空型枠内の滞水に大きな差がないことが確認できた。

（３）中空型枠の中間部配置の水抜き第 2 孔開栓時、第 2 孔周囲の型枠内リブ凹部に残っていた微量の水が排出される程度（約 0.2 ﾘｯﾄﾙ）で、中間部配置の水抜き第 2 孔の排水効果は小さいことが確認された。

（４）試験計画時には密閉空間の中空型枠の内圧に対して、排出する水抜き孔の径が小さく、表面張力と大気圧の関係から、水抜き孔 1 箇所では水が排出されないことが懸念されたが、水抜き孔 1 箇所でも排水性を有していることが確認できた。

以上より、一様な浮き上がりが認められた中空型枠を含めて、中空型枠が変形していない場合、型枠 1 個あたり水抜き孔φ30mm を低い勾配側へ 1 箇所設置することで、排水性を有することが確認できた。一方で、局所的な浮き上がり、変形が認められた中空型枠に対しては、中空型枠の変形状況を確認した上で、最低部へ水抜き孔φ30mm を設置する必要がある。

（点検性）

（５）水抜き孔 1 箇所では中空型枠内が暗い状態で、型枠端部まで確認できなかった。内部の状態確認のためには別途、光源挿入孔が必要である。

以上より、水抜き孔は排水機能としては 1 箇所で足りるが、点検目的としては別途光源挿入孔等の併設を検討するのがよいと考えられる。

【参考資料-1】プレテンション PC 床版橋の調査の手引き（案）

参考資料（案）の位置づけ

本参考資料（案）は、道路管理者などがプレテンション PC 床版橋の橋の状態、特に横締め PC 鋼材の状態を把握するにあたって参考となるように、研究成果を参考資料としてまとめ直したものである。

本参考資料を用いるにあたっては、その位置づけや取り扱いは各道路管理者が個々の案件ごとに決めるものであり、本参考資料を基準のごとく扱い、画一的に適用することは想定していない。

参考資料-1　目　次

1. 横締め PC 鋼材の状態の把握･･ 参 1-2
1.1 横締め PC 鋼材の状態把握フロー案･････････････････････････････････････ 参 1-2
1.2 横締め PC 鋼材の状態把握における留意点････････････････････････････････ 参 1-10
1.3 状態把握のポイント及び現状把握の事例･･････････････････････････････････ 参 1-12

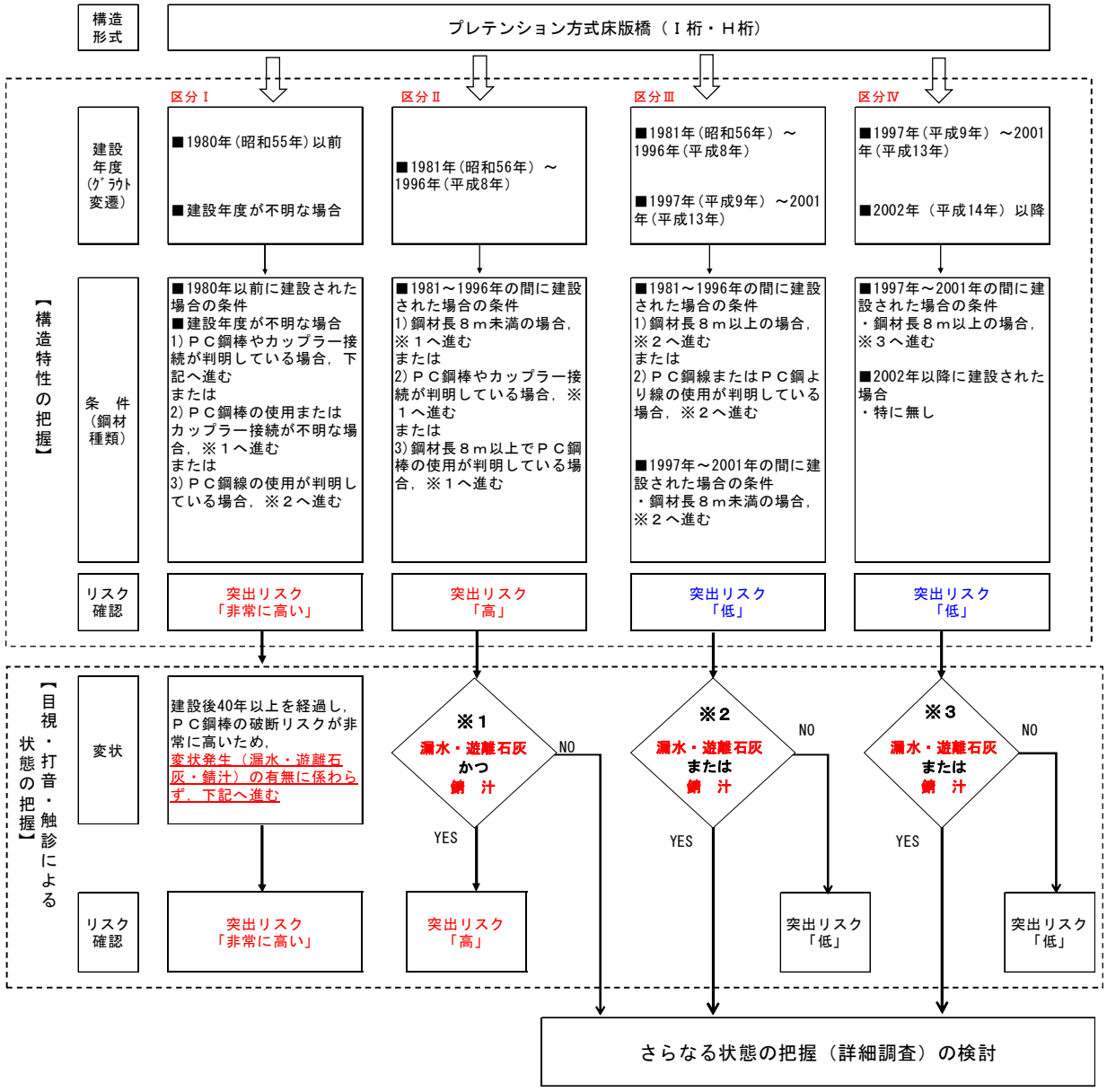
2. 横締め PC 鋼材の調査･･･ 参 1-21
2.1 調査・対策時の安全確保における留意事項･･･････････････････････････････ 参 1-21
2.2 調査方法における留意事項･･･ 参 1-21

1. 横締め PC 鋼材の状態把握

1.1 横締め PC 鋼材の状態把握フロー案

横締め PC 鋼材の状態の把握は、**参図-1.1.1** に示すフローを参考にするとよい。

横締め PC 鋼材の状態の把握は、構造特性の把握、目視・打音・触診による状態の把握及び更なる状態の把握（詳細調査）で構成され、(1)水の浸入及び漏水、遊離石灰、錆汁などの変状、(2)横締め PC 鋼材の配置、(3)PC 鋼材の種類やグラウト技術の変遷に関連する建設年度に着目し、総合的に判断する。



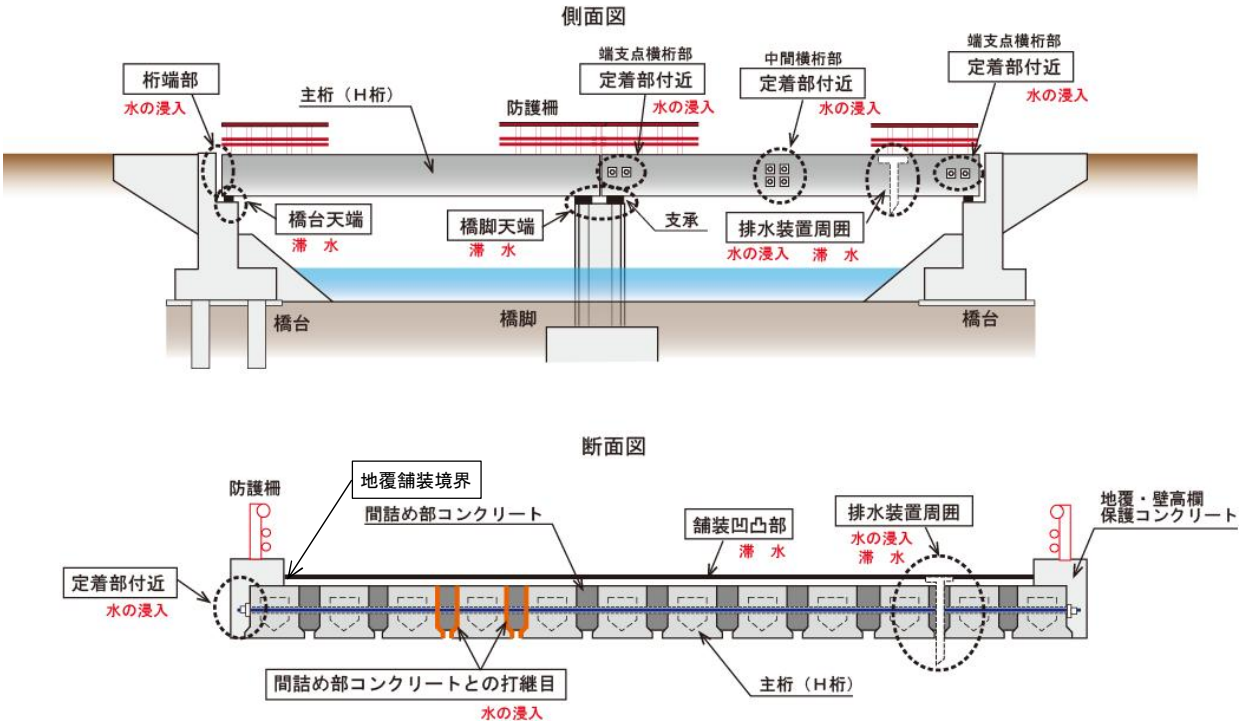
参図-1.1.1　横締め PC 鋼材の状態の把握に関するフロー

(1) 水の浸入及び漏水、遊離石灰、錆汁などの変状について

横締め PC 鋼材が腐食・破断する要因のひとつは、水の浸入である。そのため、横締め PC 鋼材の状態把握にあたっては、横締め PC 鋼材付近への“水みち（水の浸入経路）”の把握が重要である。水の浸入を把握するにあたっては、水が流れ込みやすい・滞水しやすい部位を特定し、水の浸入による変状に着目する。

【水が流れ込みやすい・滞水しやすい部位（**参図-1.1.2**）】

- 桁端部、橋台天端面
- 排水装置周囲
- 間詰め部コンクリートとの打継目
- 舗装の凹凸部
- 定着部付近
- 地覆や縁石と舗装の境界



参図-1.1.2　水の流れ込みやすい・滞水しやすい部位

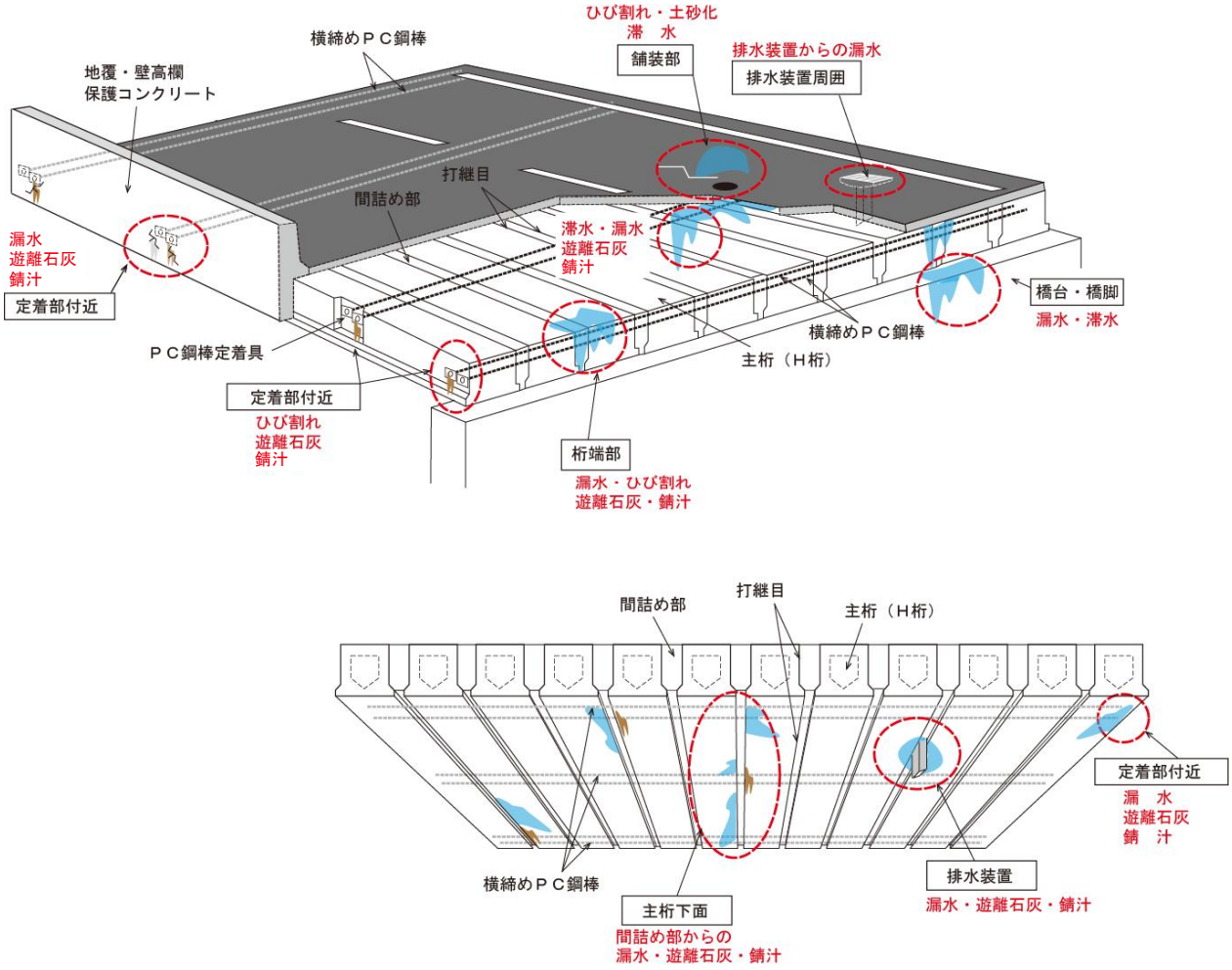
【水の浸入による変状（**参図**-1.1.3）】

・桁下面、間詰め部からの漏水（跡）・遊離石灰・錆汁の発生（**写真**-1.1.1）

・排水装置付近からの漏水（跡）・遊離石灰・錆汁の発生

・防水機能の低下が疑われる舗装部のひびわれ・土砂化の発生

・定着部付近の漏水（跡）・遊離石灰・錆汁の発生（**写真**-1.1.2）



参図-1.1.3　水の浸入による変状

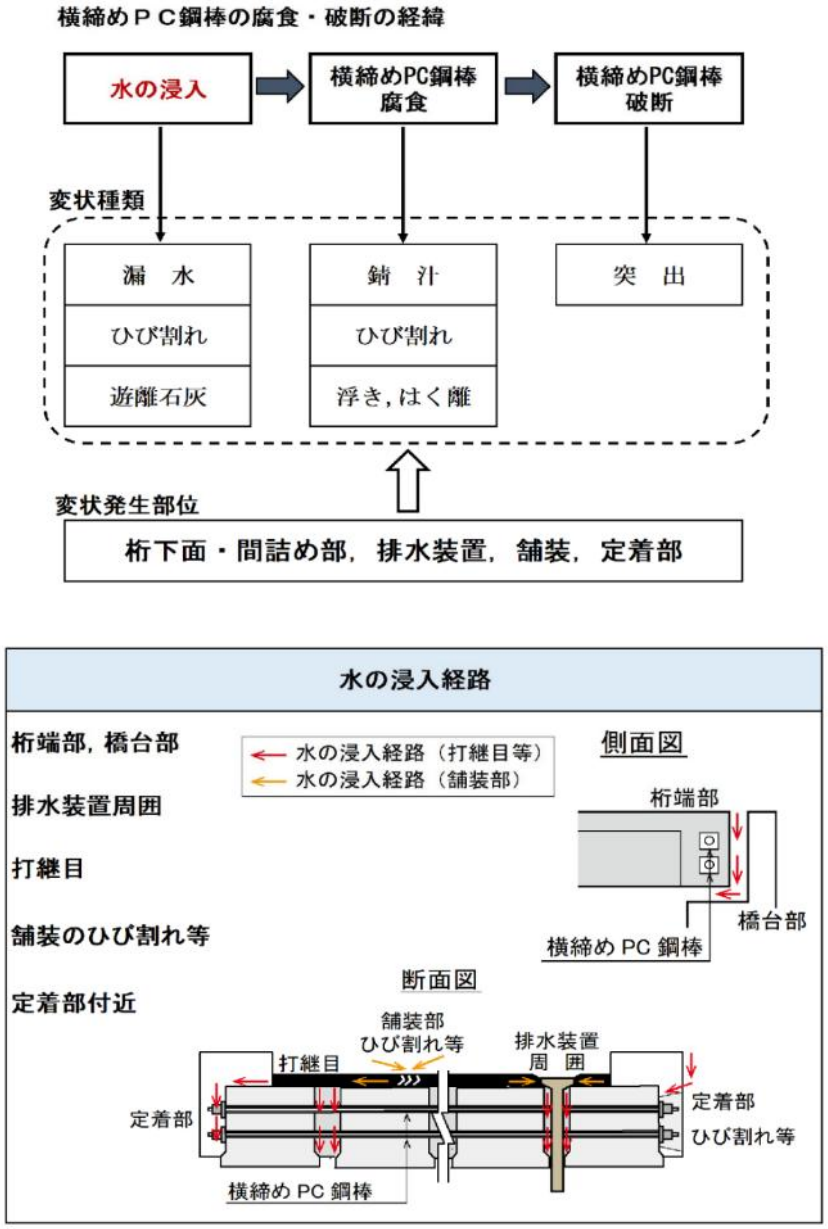


写真-1.1.1　遊離石灰（間詰め部）



写真-1.1.2　ひびわれ，漏水（後打ち部）

横締め PC 鋼材突出に至る各段階の変状種類、変状発生部位及び水の浸入経路を**参図-1.1.4** に示す。



参図-1.1.4　横締め PC 鋼材突出に至る変状種類・部位・水の浸入経路

(2) 横締め PC 鋼材の配置について

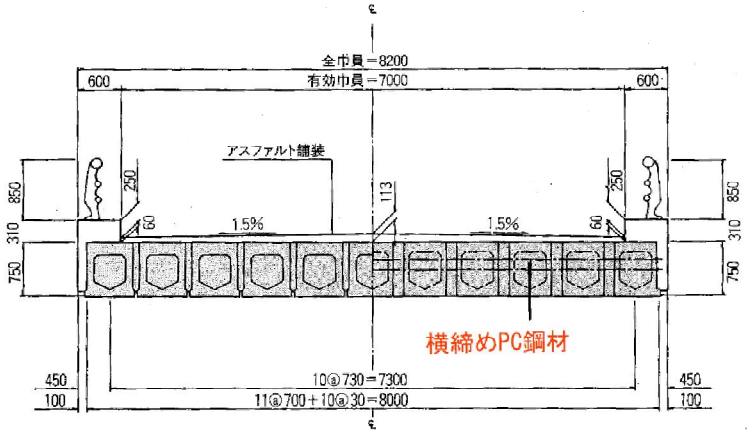
横締め PC 鋼材の配置は、建設時の標準設計等により、一定、標準化されているものの、実橋梁においては橋梁ごとの設計によって PC 鋼材の配置は決められている。よって、既設橋の図面や建設時の資料の調査や現地調査で横締め PC 鋼材の配置位置を確認したうえで、横締め PC 鋼材の状態の把握を行う必要がある。

以下に、PC プレテンション方式中空床版橋（ホロー桁）及び PC プレテンション方式床版橋（I 桁）の横締め PC 鋼材の配置例を示す。

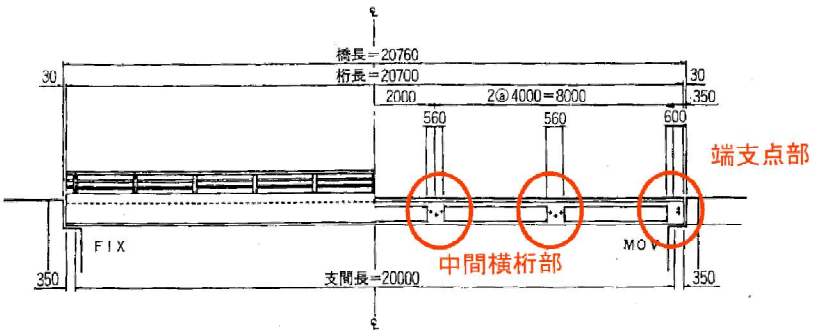
1)PC プレテンション方式中空床版橋（ホロー桁）

横締め PC 鋼材が桁図心位置付近に配置されている場合が多い（**参図-1.1.5**）。

横締め PC 鋼材が端支点部・中間横桁部に配置されている（**参図-1.1.6**）。



参図-1.1.5　中空床版橋の横締め PC 鋼材位置(断面図)

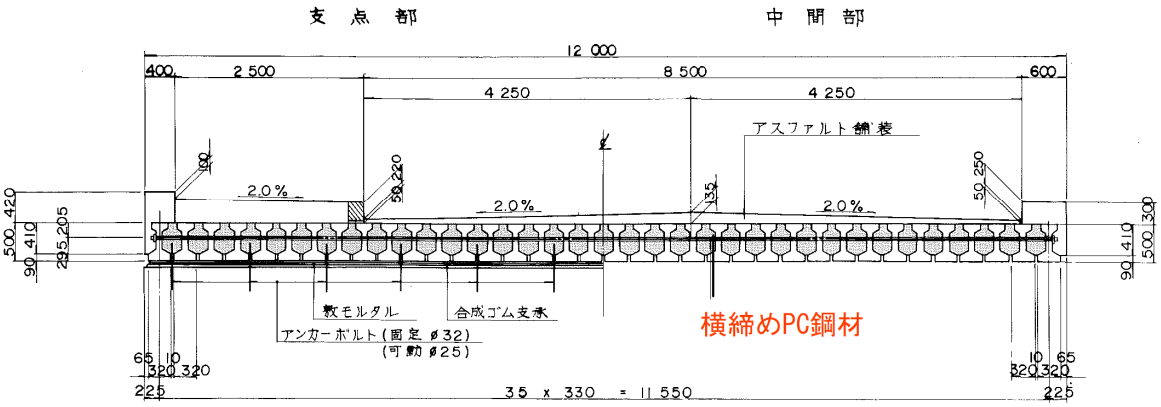


参図-1.1.6　中空床版橋の横締め PC 鋼材位置(側面図)

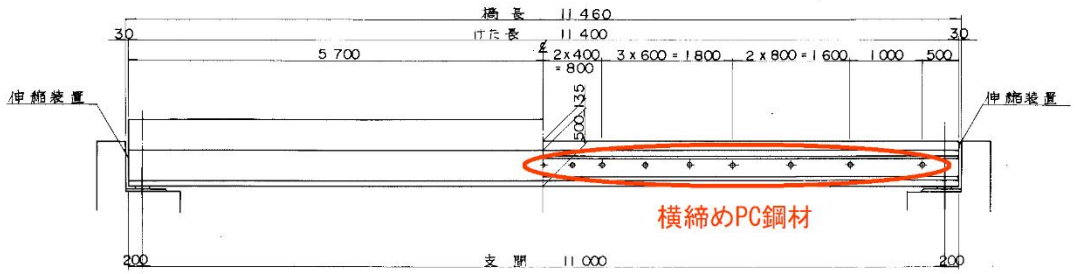
2)PC プレテンション方式床版橋（I 桁）

横締め PC 鋼材が桁図心位置付近に配置されている場合が多い（**参図-1.1.7**）。

横締め PC 鋼材が桁側面に 1m 以内の間隔にて配置されている（**参図-1.1.8**）。



参図-1.1.7　床版橋(I 桁)の横締め PC 鋼材位置(断面図)



参図-1.1.8　床版橋(I 桁)の横締め PC 鋼材位置(側面図)

以下に示すとおり、横締め PC 鋼材の配置位置は、桁形状や建設年度によって異なることに留意する。

3)昭和 50 年(1975 年)以降の建設省制定（土木構造物標準設計）

PC プレテンション方式中空床版橋

端支点部・中間横桁部コンクリートのみ桁下面付近まで打ち下ろした形状（**写真-1.1.3**）であり、横締め PC 鋼材は、この打ち下ろし形状の横桁部に配置されている。そのため、現地では打ち下ろし横桁で横締め PC 鋼材の配置位置を確認する。

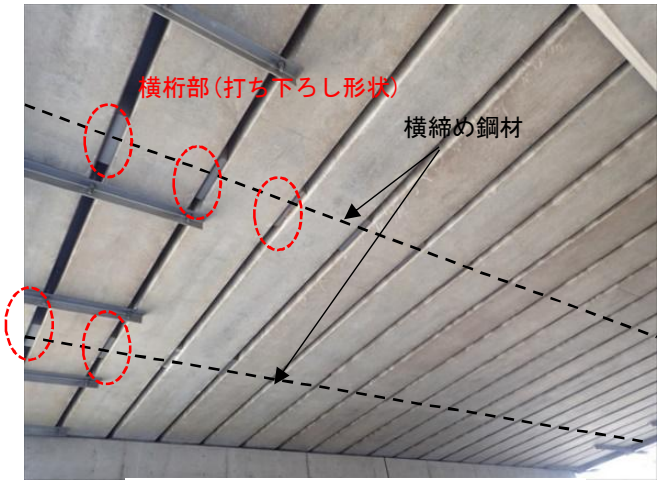


写真-1.1.3　横桁部の打ち下ろし

4) 上記以外の昭和 34 年以降に製造されていた各社独自の中空床版橋

JIS けた及び床版橋（I 桁）

桁底面における間詰め部の幅が一定（**写真-1.1.4**）であること、高欄の打ち下ろしや後打ちコンクリートにて定着部が覆われていることから、桁下面や桁側面からの目視確認では中間横桁部や横締め PC 鋼材の位置の判別が困難である。そのため、現地にて中間横桁部や横締め PC 鋼材の位置を図面にて確認しながら、スケール等により横締め PC 鋼材の配置位置を確認する。



写真-1.1.4　間詰め部の幅一定

(3) PC 鋼材の種類やグラウト技術の変遷に関連する建設年度について

建設年度によって、配置される PC 鋼材の種類（PC 鋼線、PC 鋼棒、PC 鋼より線）やグラウト技術が異なることから、建設年度を確認したうえで、横締め PC 鋼材の状態の把握を行う必要がある。

PC 鋼材の種類・グラウトの技術の変遷を踏まえた建設年度ごとの PC 鋼材の腐食・破断リスクの関係を参図-1.1.9 に示す。

建設年度	1980年以前	1981年～1996年	1997年～2001年	2002年以降
特　徴	・鋼材長に関係なく，鋼材長8m以上の場合でもPC鋼棒が使用されている可能性が高い ・ブリーディングによる空隙が懸念され、PC鋼棒の破断リスクの可能性が高い	・鋼材長8m未満の場合，PC鋼棒が使用されている可能性が高い ・ブリーディングによる空隙が懸念され、PC鋼棒の破断リスクの可能性が高い	・鋼材長8m未満の場合，PC鋼棒が使用されている可能性がある ・ノンブリーディングタイプのグラウト材の使用されている可能性があり，また施工機械・管理方法の改善にて破断リスクの可能性が低い	・PC鋼棒が使用されている可能性が低い ・PC鋼棒が使用されている場合でもグラウト充填不良リスクが低い ・橋面防水が設置されている可能性が高い
PC鋼棒の使用の可能性	高い ←			→ 低い
ブリーディングによる空隙の可能性	高い ←			→ 低い
PC鋼棒の破断リスクの可能性	大			小

参図-1.1.9　建設年度ごとの PC 鋼材の腐食・破断リスク

1.2 横締め PC 鋼材の状態把握における留意点

横締め PC 鋼材の状態把握は、**参図-1.1.1** に示すフローを参考にするとよい。

この**参図-1.1.1** に示す“構造特性の把握”、“目視・打音・触診による状態の把握”及び“さらなる状態の把握”は、各段階で把握すべき事項や事象で、最終的に PC 鋼材の健全性を評価するために行うものである。横締め PC 鋼材の腐食・破断などの健全性の評価は、建設年度によって、PC 鋼材の種類やグラウト技術の変遷が関連するため、過去の点検記録や補修履歴、及び水の浸入に伴う外観変状（漏水・遊離石灰・錆汁等）のみで判断してはならない。

その他、状態把握にあたっての留意事項を以下に示す。

① 間詰部や桁内部への浸水

横締め PC 鋼材位置近傍での水の浸入による変状が複数存在する場合、間詰め部や桁内部へ水が浸水している可能性が高い。

・横締め PC 鋼材位置近傍での間詰め部や桁内部への水の浸入の兆候

－間詰め部の遊離石灰

－桁下面のひびわれや遊離石灰の発生

－桁や間詰め部からの錆汁

－横締め PC 鋼材位置の桁側面や高欄のコンクリートのうき、剥離、ひびわれ

② 横締め PC 鋼材の腐食や破断

以下に示す構造的特徴を有する場合、横締め PC 鋼材の腐食や破断との関連性が高い要因となるため、特に慎重な判断を行う。

（PC 鋼材の破断、グラウトに関連する構造的特徴）

・昭和 56 年以前に設計されている場合、幅員が 8m を越える場合は横締め PC 鋼棒が継手を有する可能性がある。

・平成 8 年以前に設計されている場合、横締め PC 鋼材のグラウトにノンブリーディングタイプのグラウトが使用されていない可能性が高い。（ブリーディングの発生に伴う空隙の発生が懸念される）

（水の浸入に関連する構造的特徴）

・平成 14 年以前に設計され、床版防水層がない場合は、排水経路によらず、水が浸入している可能性が高い。

・ASR の発生状況（水の浸入等によりコンクリートに異常膨張等が発生することから、ASR による変状が発生した場合、水が浸入している可能性が高い）、海岸からの距離、凍結防止剤の散布・滞留の状況などにも留意する。

ただし、部分的な水の浸入により横締め PC 鋼材の腐食や破断が起こる可能性があるため、漏水（跡）・遊離石灰・錆汁の発生範囲や程度のみで横締め PC 鋼材の状態を推定してはならないことに留意が必要である。

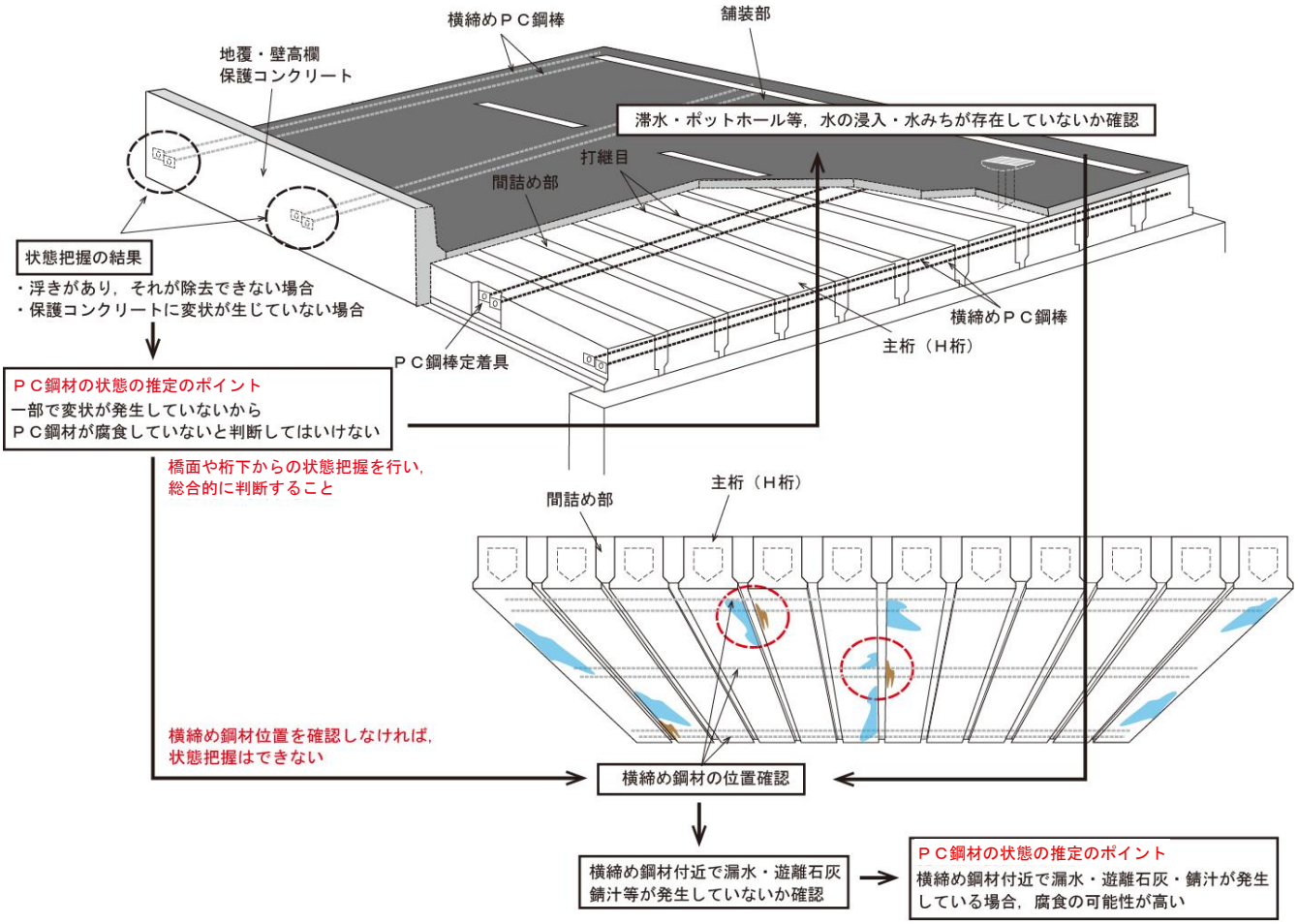
③ 横締め PC 鋼材定着部近傍

桁側面に配置された横締め PC 鋼材の定着部の状態は、高欄の打ち下ろしや後打ちコンクリートがあるために、直接確認できない場合もある。うきがあり、それが除去できない場合や、コンクリートに変状が生じていない場合であっても、横締め定着部や PC 鋼材が腐食している可能性は否定

できない。そのため、横締め鋼材位置、桁や間詰め部への水の浸入経路及び打音結果なども含め総合的に判断する（**参図-1.2.1**）。

④ 橋面

路面排水勾配や排水位置、舗装のひびわれなど、横締め PC 鋼材への水みちや桁下面の状態との対応関係を考察することで、横締め PC 鋼材への水の浸入が疑われる可能性を把握できる（**参図-1.2.1**）。



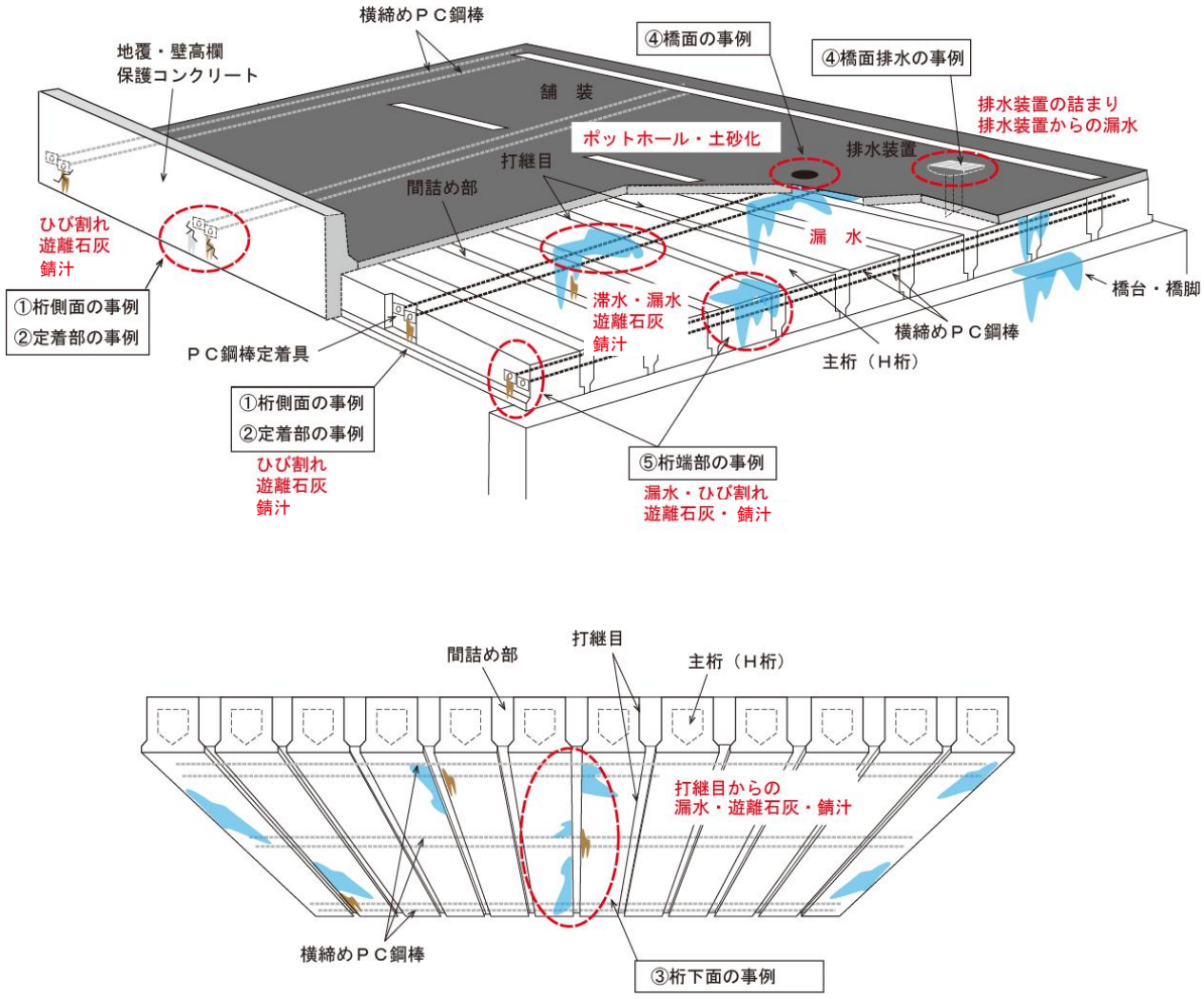
参図-1.2.1　横締め鋼材の現状把握の流れ(例)

定着部の後打ちコンクリートは、外部拘束の影響を受けやすいため、収縮ひびわれが発生する場合がある。また、外気に曝されているため、ひびわれ発生箇所からの雨水等の浸入により後打ちコンクリート内の鉄筋が腐食している場合もある。このように定着部後打ちコンクリートには、横締め PC 鋼材の腐食に起因した変状と類似したひびわれ、遊離石灰及び錆汁が発生する可能性があるため、ひびわれの形状・幅及び発生時期等から発生要因を推定したうえで、横締め PC 鋼材破断に対するリスク要因を整理する。

1.3 状態把握のポイント及び現状把握の事例

プレテンション床版橋における横締め PC 鋼材の健全性の評価にあたり、各部位の点検時のポイント及び PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因例を、次頁以降に示す。

なお、事例の順序は、目視による状態把握の時点で、変状が発生していると PC 鋼材の腐食・破断リスクが高い部位（①主桁側面、②定着部、③主桁下面、④橋面、⑤桁端部）を示している（**参図-1.3.1**）。



参図-1.3.1　プレテンション橋（床版橋）の現状把握の着目部位と変状例

①主桁側面の事例

部　位	中空床版橋、T 桁橋の後打ちコンクリート部
主な変状	漏水・遊離石灰、ひびわれ、錆汁、コンクリートうき・剥離 横締め PC 鋼材の突出、

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
後打ち部に関する事例		**■状態把握のポイント** 横締め PC 鋼材の後打ちコンクリート部(主桁端部側面の定着部の保護コンクリート)に幅の広いひびわれが生じていることに加え、遊離石灰の析出が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** ひびわれから浸入した水の影響により、横締め PC 鋼材及び定着部の腐食が懸念される。
後打ち部に関する事例		**■状態把握のポイント** 塩害に対する補修(表面被覆)が行われた後打ちコンクリート部にうき・剥離が認められる。しかし、表面被覆の影響により、PC 鋼材腐食の兆候を把握することが困難であるため、水の浸入状況などを含めた総合的な判断が必要となる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 床版上面から浸入した水の影響により、横締め PC 鋼材及び定着部が著しく腐食している可能性が高く、横締め PC 鋼材の破断・突出も懸念される。
後打ち部に関する事例		**■状態把握のポイント** 横締め PC 鋼材位置近傍において、漏水や遊離石灰、ひびわれからの錆汁が認められることに加え、横締め PC 鋼材が突出している。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 横締め PC 鋼材のグラウトが十分に充填されていないことに加え、床版上面からの水の浸入により横締め PC 鋼材が腐食し、破断・突出に至ったことが想定される。 また、他の PC 鋼材においても同様の要因による腐食、破断・突出が懸念される。

②定着部の事例

部　位	中空床版橋、T 桁橋の横締め PC 鋼材定着部
主な変状	漏水・遊離石灰、ひびわれ、錆汁、コンクリートうき・剥離、横締め PC 鋼材の突出

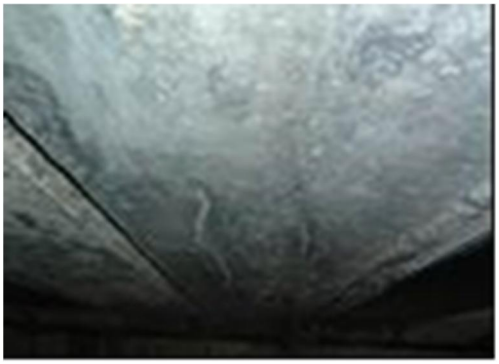
	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
定着部に関する事例		**■状態把握のポイント** 横締め PC 鋼材定着部の後打ちコンクリートに生じたひびわれから、漏水や遊離石灰の析出が認められることに加え、局部的に錆汁が生じている。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 床版上面、あるいは後打ちコンクリートの打継目から水が浸入し、内部で横締め PC 鋼材及び定着部が腐食している可能性が高い。
定着部に関する事例		**■状態把握のポイント** 横締め PC 鋼材定着部の後打ちコンクリートにうき・剥離が生じていることに加え、露出した定着部に著しい腐食が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 横締め PC 鋼材のグラウトが十分に充填されていないことに加え、床版上面からの水の浸入により、内部で PC 鋼材及び定着部が著しく腐食している可能性が高い。 また、横締め PC 鋼材の破断・突出も懸念される。
定着部に関する事例		**■状態把握のポイント** 横締め PC 鋼材が腐食し、破断・突出している。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 横締め PC 鋼材のグラウトが十分に充填されていないことに加え、床版上面あるいは地覆境界部からの水の浸入により、PC 鋼材の腐食、破断・突出に至ったことが想定される。 また、他の PC 鋼材においても同様の要因による腐食、破断・突出が懸念される。

③主桁下面の事例

部　位	中空床版橋、T 桁橋の床版間詰め部
主な変状	漏水・遊離石灰、ひびわれ、錆汁

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
主桁下面に関する事例	 （中空床版橋）	**■状態把握のポイント** 床版間詰め部の一部に漏水や遊離石灰の析出が認められるが、錆汁など鋼材腐食の兆候は認められない。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 橋面防水が施されていない、または機能が失われている可能性が高く、このような状態を放置した場合、漏水の影響により、床版間詰め部を貫通する横締め PC 鋼材の腐食が懸念される。
主桁下面に関する事例	 （中空床版橋）	**■状態把握のポイント** 床版間詰め部から漏水やつらら状の著しい遊離石灰が生じていることに加え、錆汁の発生が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 橋面防水が施されていない、または機能が失われていることに加え、漏水の影響により、横締め PC 鋼材の腐食が進行している可能性が高い。 また、このような状態を放置した場合、横締め PC 鋼材の破断・突出も懸念される。
主桁下面に関する事例	 （中空床版橋）	**■状態把握のポイント** 床版下面の広範囲にわたり、漏水や遊離石灰の析出が認められることに加え、排水管近傍にはひびわれや錆汁の発生が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 橋面防水が施されていない、橋面防水や排水の機能が失われていることに加え、漏水の影響により、横締め PC 鋼材が著しく腐食している可能性が高い。 また、横締め PC 鋼材の破断・突出も懸念される。

部　位	中空床版橋の主桁下面部
主な変状	ASR によるひびわれ、漏水・遊離石灰、錆汁、コンクリートうき・剥離

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
主桁下面に関する事例	 （中空床版橋）	**■状態把握のポイント** 主桁下面に PC 鋼材に沿ったひびわれ(橋軸方向)に加え、水しみや遊離石灰の析出が認められるが、錆汁など鋼材腐食の兆候は認められない。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** PC 鋼材に沿ったひびわれは ASR の特徴的変状であり、継続的な水の供給が考えられる。今後、ひびわれの進展に加え、床版間詰め部を貫通する横締め PC 鋼材を含めた各種鋼材の腐食が懸念される。
主桁下面に関する事例	 （中空床版橋）	**■状態把握のポイント** 主桁下面に PC 鋼材に沿ったひびわれ(橋軸方向)に加え、軽微な錆汁が生じている。また、漏水跡及び遊離石灰の析出が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 継続的な水の供給にともない、ASR によるひびわれが進展し、ひびわれの幅及び密度の増大が考えられる。既に、錆汁の発生が認められることから、床版間詰め部を貫通する横締め PC 鋼材を含めた各種鋼材で腐食している可能性が高い。
主桁下面に関する事例	 （中空床版橋）	**■状態把握のポイント** 主桁下面に錆汁がともなうひびわれが増大しているとともに、漏水跡や遊離石灰が生じている。また、コンクリートのうき・剥離も認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 継続的な水の供給にともない、ASR によるひびわれの幅及び密度のさらなる増大に加え、横締め PC 鋼材を含めた各種鋼材が著しく腐食している可能性が高い。 また、PC 鋼材の破断・突出も懸念される。

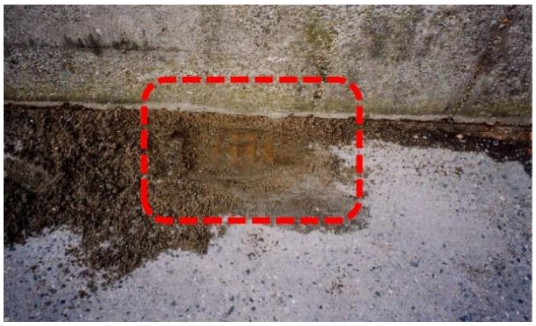
※ASR は、水の供給によりコンクリートが異常膨張を生じる。そのため、ASR による変状が発生している場合、継続的な水が供給されていること、また、多数のひびわれ箇所から水が浸入する可能性があり、水みちが特定しづらいことに留意が必要である。

④橋面の事例

部　位	PC 橋の橋面部
主な変状	橋面舗装のひびわれ、土砂化、防水機能の低下

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
橋面舗装に関する事例		**■状態把握のポイント** 橋面舗装の一部に軽微なひびわれが認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 橋面防水の機能低下の可能性は低いと考えられるが、このような状態を放置した場合、床版間詰め部への水の浸入に加え、横締め PC 鋼材への影響が懸念される。
橋面舗装に関する事例		**■状態把握のポイント** 橋面舗装に多数のひびわれや膨れ(ブリスタリング)が認められることに加え、舗装のうきや剥離が生じている。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 橋面防水の機能低下、あるいは機能が失われているため、床版間詰め部に水が浸入している可能性が高い。 また、床版間詰め部を貫通する横締め PC 鋼材の腐食が懸念される。
橋面舗装に関する事例		**■状態把握のポイント** 橋面舗装に多数のひびわれが生じていることに加え、コンクリートのうき・剥離及び土砂化の発生が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 橋面防水の機能低下、あるいは機能が失われているため、床版間詰め部や主桁内部に水が浸入している可能性が高い。 また、床版間詰め部を貫通する横締め PC 鋼材の著しい腐食が懸念される。

部　位	PC 橋の橋面部
主な変状	橋面舗装のひびわれ、排水装置の土砂詰まり、排水管周囲の漏水

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
橋面舗装に関する事例		**■状態把握のポイント** 橋面舗装に床版間詰め位置に沿ったひびわれが多数認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 床版間詰め部を貫通する横締め PC 鋼材の腐食・破断に伴い、横方向の剛性が低下し、隣り合う主桁同士に段差が生じている可能性が高い。 また、横締め PC 鋼材の突出も懸念される。
橋面排水に関する事例		**■状態把握のポイント** 排水装置に土砂詰まりが生じており、排水機能の低下、あるいは排水機能が失われている。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 排水装置近傍に横締め PC 鋼材が配置されている場合、漏水の影響により、PC 鋼材が腐食している可能性が高い。 また、このような状態を放置した場合、腐食の進行に加え、横締め PC 鋼材の破断・突出が懸念される。
橋面排水に関する事例		**■状態把握のポイント** 排水装置と床版との境界部の防水処理や排水装置の設置が不適切なため、床版内部に水が浸入し、排水管と床版の境界部に著しい錆汁を伴う漏水が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 排水装置近傍に横締め PC 鋼材が配置されている場合、漏水の影響により、PC 鋼材が腐食している可能性が高い。 また、このような状態を放置した場合、横締め PC 鋼材の腐食が進行し、破断・突出も懸念される。

⑤桁端部の事例

部　位	PC 橋の桁端部
主な変状	ひびわれ、錆汁、コンクリートうき・剥離、横締め PC 鋼材の破断・突出

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
桁端部に関する事例		**■状態把握のポイント** 局部的に遊離石灰の析出や錆汁の発生が認められていることに加え、コンクリートのうき・剥離が一部で生じている。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 桁端部からの漏水、伝い水の影響により鉄筋腐食に伴うコンクリートのうきが生じており、この状態が継続した場合、横締め PC 鋼材の腐食が懸念される。
桁端部に関する事例		**■状態把握のポイント** 主桁側面ならびに化粧モルタル部において、ひびわれやうき・剥離に加え、錆汁の発生が認められる。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 主桁側面(横締め PC 鋼材近傍)に水平方向ひびわれなどの変状が認められることから、床版上面から水が浸入し、内部で横締め PC 鋼材及び定着部が腐食している可能性が高い。
桁端部に関する事例		**■状態把握のポイント** 数多くの錆汁を伴うひびわれ、かぶりコンクリートのうき・剥離が認められる。さらに、鉄筋の著しい腐食に加え、横締め PC 鋼材が破断し、突出している。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 桁端部からの漏水、伝い水の影響により鉄筋腐食に伴うコンクリートのうきに加え、PC 鋼材の破断・突出に至ったことが想定される。 また、他の PC 鋼材においても同様の要因による腐食、破断・突出が懸念される。

⑥連続繊維シート工法による突出防止対策における変状

部　位	連続繊維シート接着工法による突出防止対策における変状
主な変状	漏水、白色析出物

	外観状況写真	状態把握のポイント／PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因
対策後の変状事例		**■状態把握のポイント** 局部的に漏水や白色析出物が滲出している。 **■PC 鋼材の破断・突出に対するリスク要因** 局部的な漏水や白色析出部により、連続繊維シート接着工法による突出防止機構の著しい性能低下が生じないものと考えられるが、シート内への浸水は、塗膜とコンクリートの付着強度の低下や、コンクリート内部鋼材の発錆を誘引することが懸念される。（塗膜内への浸水防止措置が必要）

2. 横締め PC 鋼材の調査

2.1 調査・対策時の安全確保における留意事項

・横締め PC 鋼材の破断や突出が確認された場合には、同一橋においてグラウト充填不良、桁内部への水の浸入などの共通の要因を有する箇所において、同様に PC 鋼材の破断や突出が生じる可能性がある。横締め PC 鋼材には高張力のプレストレスが導入されており、破断した PC 鋼材は地覆や定着部の後埋めコンクリートを貫通して外部に突出する。PC 鋼材自体の突出に加えて地覆や定着部の後埋めコンクリートの剥落や飛散も起こり得るため、橋梁周辺において第三者被害を引き起こすことが懸念される。調査や対策を実施するにあたっては、周辺の立ち入り禁止措置や防護版等の安全対策が必要である。

・外観で PC 鋼材の突出の兆候を把握することは困難であるため、緊急対応にあたっての PC 鋼材周辺の調査や作業は、PC 鋼材の再度の突出による作業員の被害が生じないように、正対せず行うことが基本である。このため、遠望から定着部等の状態を把握し、ひびわれや漏水等があれば作業・周囲の安全確保に特に注意を払い、緊急対応を行う必要がある。

・調査時の安全確保や早期の交通解放のため、原因究明調査や事後保全対策に先立って、突出防止対策を先行して又は並行して実施することも検討する。PC 鋼材に正対して行う繊維の貼付けによる予防保全対策は作業中の突出による作業員の被災の恐れがあり、特に安全管理に留意が必要となる。

2.2 調査方法における留意事項

河川上等、架橋条件によって桁下に点検通路やスペースがなく、陸上から近づいて横締め PC 鋼材付近における水の浸入状況等を桁下から直接目視できない場合がある(**写真-2.2.1**)。桁下からの近接目視が困難な場合であっても、横締め PC 鋼材の腐食や破断の兆候を、桁下面からの漏水(跡)・遊離石灰・錆汁などの変状から総合的に判断するため、近接目視する方法を検討し、桁下面の目視による状態の把握を行うことが望ましい。



写真-2.2.1　陸上から桁下へのアクセスが困難な条件の例

【参考資料-2】中空床版橋の踏み抜き対策にかかわる参考資料（案）

参考資料（案）の位置づけ

本参考資料（案）は、道路管理者などが中空床版橋の中空型枠上部の床版踏み抜き補修する際の参考となるように、研究成果を参考資料としてまとめ直したものである。

本参考資料を用いるにあたっては、その位置づけや取り扱いは各道路管理者が個々の案件ごとに決めるものであり、本参考資料を基準のごとく扱い、画一的に適用することは想定していない。

参考資料-2　目　次

1.適用の範囲・・　参 2-2
2.踏み抜きに対する施工手順とその留意点・・　参 2-3
2.1 施工手順・・　参 2-3
2.2 各手順の解説・・　参 2-4

1. 適用の範囲

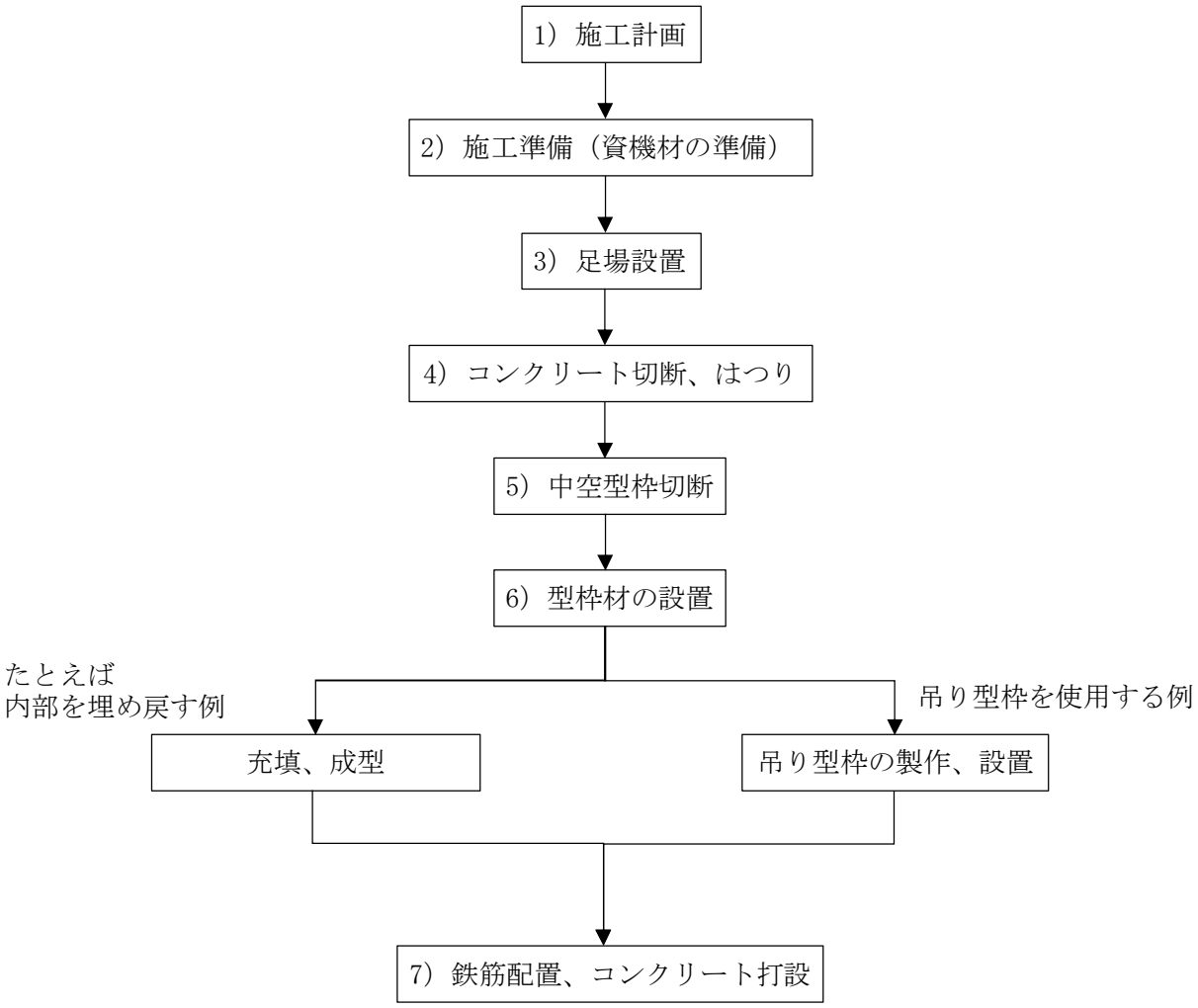
踏み抜きの対策は、事前調査により床版厚不足が確認されたときに踏み抜きが生じないように行うものと、踏み抜きが発生したあとに行う復旧や更なる踏み抜きを生じさせないための対策がある。

本参考資料は、中空床版橋の中空型枠上部の踏み抜きに対する対策を行う際の参考になるよう、特に、施工の手順や留意点など、研究成果から「施工」に関連する部分をまとめ直したものである。補修範囲の設定や補修方法などは、適切に検討される必要がある。また、既設橋の材料や構造条件は多様であり、また実情も個々に異なる。そのため、対応方法や実施にあたっての安全の確保などは、個々に適切に検討、実施するものである。

2. 踏み抜きに対する施工手順とその留意点

2.1 施工手順

踏み抜き補修の施工フローを以下に示す。



参図-2.1.1　踏み抜き補修施工フロー

2.2 各手順の解説

2.1 に示した施工フローの解説を以下より整理する。

なお、 ）内の番号は、施工フローに付した番号を示す。

1）施工計画

予防保全、事後保全及び緊急性（型枠設置に要する時間など）を考慮し、施工計画を立案する。

型枠材においては現地条件を踏まえて選定することが基本である。本研究で得た知見をもとに、型枠材のメリット・デメリットを**参表**-2.2.1 に整理した。

参表-2.2.1　**型枠材の選定において参考となる特徴**

着眼点	**中空部を埋め戻す方法**	**吊り型枠を用いる方法**
緊急工事着手までの速さ	○比較的早期に工事開始可能である。	×事前に中空型枠の形状に応じた吊り型枠の準備が必要であり、時間を要することがある。
型枠設置までの速さ	△ウレタンの成型には慣れが必要であり、作業者や作業環境によっては時間を要する場合がある。但し、ポリエチレン円筒袋の使用により成型工程を省略できる場合がある。 ○ボイド管径が小さい場合には、充填までの時間が短い。	○円筒型枠の浮き上がり（変形）が一様な場合は、型枠設置までの速度は速い。 △既設の中空型枠の浮き上がり（変形）が大きい場合や局部的な変形の場合、型枠加工に時間を要する。
既設鉄筋の措置	○既設鉄筋を残置したまま施工することも条件によってはできることもある。	×（吊り型枠を入れるため）既設鉄筋を残置することはできない。そのため、既設鉄筋の撤去・再組立（接合）が必要となる。
施工範囲・狭小な箇所での施工	×発泡ウレタン装置の設置が必要となるため、4ton 車程度が駐車するスペースが必要となる。	○小さい範囲でも施工でき、狭小な箇所でも鉄筋の撤去・再設置ができる。
型枠の精度	△人の手で成型するため形状が不規則で、施工者によっては精度が低い。但し、ポリエチレン円筒袋の使用により、精度向上が図れる場合がある。 ○型枠設置後にも型枠の調整が可能。	○木製型枠を事前に準備するため形状が簡易で精度が高い。 △既設の中空型枠の浮き上がり（変形）が大きい場合や局部的な変形の場合、型枠構造が複雑となり精度維持が困難となる場合がある。
型枠の耐荷重性	○本研究で実施した試験の条件では、十分な耐荷重性を有する。	○本研究で実施した試験の条件では、十分な耐荷重性を有する。
型枠の剛性	○本研究で実施した試験の条件では、十分な剛性を有しており、沈下はほとんど生じない。	○本研究で実施した試験の条件では、十分な剛性を有しており、沈下はほとんど生じない。

参表-2.2.2 に本研究で実施した検証試験を行った範囲において、型枠設置に要した時間を示す。あくまで検証試験時の結果であり、施工計画立案時には個々で見直す必要がある。

参表-2.2.2　型枠設置に要した時間（検証試験より）

作業時間（分）	作業内容	
	発泡ウレタン充填	吊り型枠設置
0	ウレタン注入開始	型枠設置開始
5		（1 部材目設置完了）
10		（2 部材目設置完了）
15	ウレタン充填完了	（3 部材目設置完了）
20	ウレタン成型開始	（4、5 部材目設置完了）
25	（成型作業 1m 当り	（調整板 1 枚目設置）
30	10 分程度）	（調整板 2 枚目切断、設置）
35		吊り型枠設置完了
40		
45		
50		
55		
60	ウレタン成型完了	

※中空型枠形状 φ650㎜×管厚 1.0㎜×長さ 4400㎜ に対して要した時間
設置のみに要した時間である（中空型枠の露出に要する時間などは含まない）
吊り型枠は、事前に型枠を製作した状態から開始している。なお、発泡ウレタン充填では、ポリエチレン円筒袋を使用することにより、ウレタン成型の工程を省略できる場合もある。

2）施工準備（資機材の準備）

施工計画に従い、要求性能を満たす材料を準備する。

なお、埋め戻して型枠とするとき、埋め戻す材料として発泡ウレタンを用いる場合などには事前に試験を行い、現地条件、環境条件に合った発泡倍率を選定する。また、硬化コンクリートの重量による変形量を確認しておく。

型枠材として吊り型枠を用いる場合、施工時間を短縮するため、事前組立を行い即時設置可能な状態としておくのがよい。鉄筋や補修コンクリートは、設計計算上必要な性能を確保したものとする。

3）足場設置

一般的に橋面からの作業となるため足場は不要と考えられるが、現地条件、施工方法、補修範囲・程度などに応じ、その必要性を検討する。

4）コンクリート切断、はつり

必要な上床版厚さとなるように、既設コンクリートをはつり、コンクリート片を取り除く。ワイヤーソーやウォールソー、ロードカッターなどでコンクリートを切断する場合、既設床版の鉄筋を切断することになるため、補強方法や既設鉄筋の接続方法などを事前に検討しておく。切断した既設鉄筋と同等以上の補強鉄筋を配置する場合は、既設鉄筋との接続部で継手として性能を確保する必要があり、はつり範囲や継手構造に留意する必要がある。それ以外の方法で切断した既設鉄筋の補強を行う場合には、必要な耐荷性能と、それを達成するために必要な補強量について十分に検討する必要がある。

5）中空型枠切断

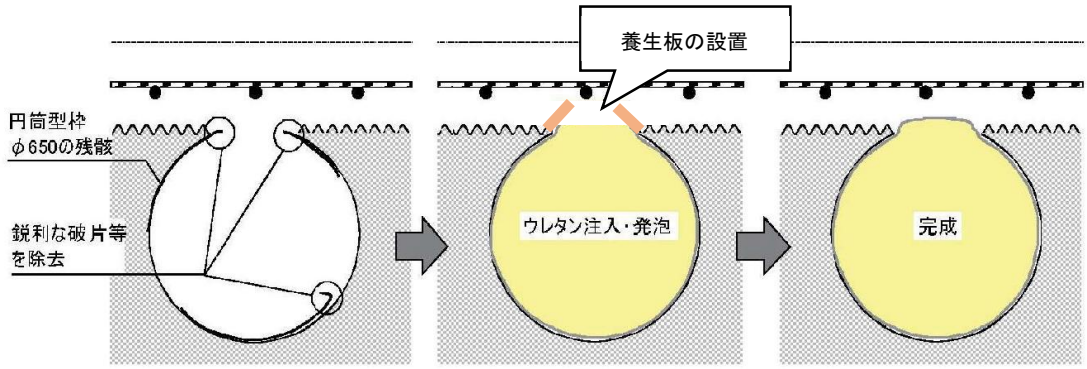
必要な上床版厚が確保されるよう既設中空型枠上部を切断し、撤去する。中空型枠の残骸や鋭利な鉄片などが残らないように確認、除去作業を行う。

6）型枠材の設置

内部で膨張するような埋め戻し材料を使うと、中空型枠内から材料が溢れ、鉄筋に付着することが考えられる。そのため、発泡ウレタンを例にとれば、中空型枠上部の開口部両脇に養生板などを事前に設置し、鉄筋や他部材への付着を防止することや、注入機のキャリブレーション完了後、注入機に接続した注入ホースより発泡ウレタンを中空型枠上部の開口部より内部に流し入れるなどの過程になる。隙間が生じる場合は、追加充填を行うなども必要になる。

加えて、充填後は、養生板を撤去し、過発泡などのウレタンの不要部分を機械工具を用いて切除、成型するなどで、必要な床版厚を確保する。なお、材料によっては発熱するため、火傷の原因になることもある。成型時は切断直後に素手で触れないように注意する。作業の安全のためと品質の観点から必要な温度に下がってから成型作業を開始する必要がある。

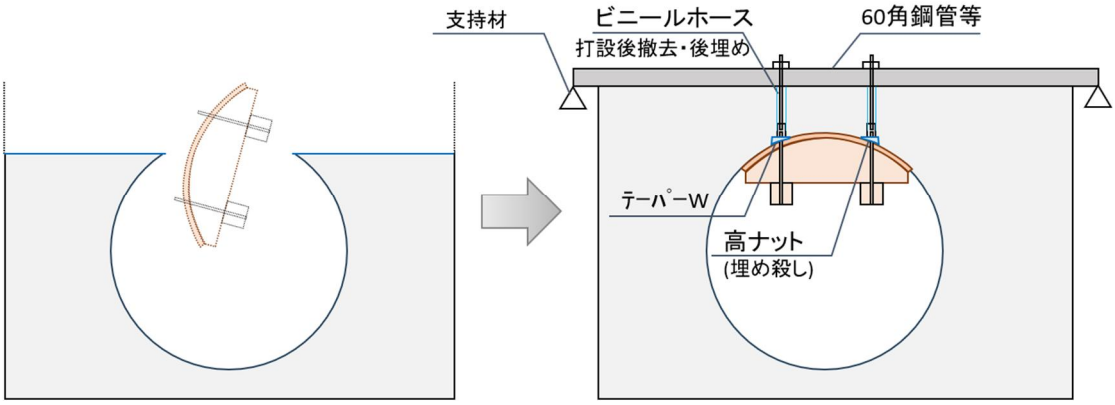
なお、ポリエチレン円筒袋を使用することで成型にかかる手間が短縮され、施工性が向上すると考えられるため、円筒袋を挿入できるような開口部の大きい条件の場合は適用を検討することも考えられる。



参図-2.2.1　発泡ウレタン注入イメージ [1)]

吊り型枠を用いる場合には、吊り型枠を事前に製作するとよい。中空型枠上部の上床版厚を確保できる形状の吊り型枠を製作するにあたって、中空型枠の浮き上がりに規則性がなく型枠が複雑になったり製作種類が増えたりする場合、補修箇所が狭小なため型枠の設置が困難な場合、既設の鉄筋をそのまま使うことで型枠の設置が困難な場合などは、別な方法を検討する。

吊り型枠の設置イメージを**参図**-2.2.2 に示す。中空型枠上部の開口部に吊り型枠を差し込み、吊り型枠上部固定用ボルトで鋼管などに固定させる。施工時間の短縮のためには、吊り型枠を橋軸方向に分割するとよい。隣り合う型枠の目地部に隙間があった場合、打設したコンクリートが漏出するため、養生を行う。



参図-2.2.2　吊り型枠設置イメージ

7）鉄筋配置、コンクリート打設

切断した鉄筋と同等以上の補強筋などを再配置し、コンクリート打設の後、適宜適切な養生を行う。コンクリート打設において、緊急対応の場合は、たとえばジェットコンクリートの使用なども考えられる。

吊り型枠を使用した場合、コンクリート打設前後でその位置（沈下量）を測定する。型枠の変形、型枠端部からのノロ漏れについては、打設中にファイバースコープなどにより中空型枠内を確認するなどの方法が考えられる。なお、吊り型枠を打設コンクリート上部で固定するとコテ仕上げとなるため、補修範囲が広範囲の場合には留意する必要がある。

【参考文献】

1）（社）日本道路協会：道路橋補修・補強事例集（2012 年版），p.231，2012.3

【参考資料-3】中空床版橋の水抜き設置にかかわる参考資料（案）

参考資料（案）の位置づけ

本参考資料（案）は、道路管理者などが中空床版橋の中空部の水抜きを設置する際の参考となるように、研究成果を参考資料としてまとめ直したものである。

本参考資料を用いるにあたっては、その位置づけや取り扱いは各道路管理者が個々の案件ごとに決めるものであり、本参考資料を基準のごとく扱い、画一的に適用することは想定していない。

参考資料-3　目　次

1.適用の範囲・・・　参 3-2
2.滞水に対する施工手順と留意点・・・　参 3-3
2.1 施工手順・・・　参 3-3
2.2 各手順の解説・・　参 3-3

1. 適用の範囲

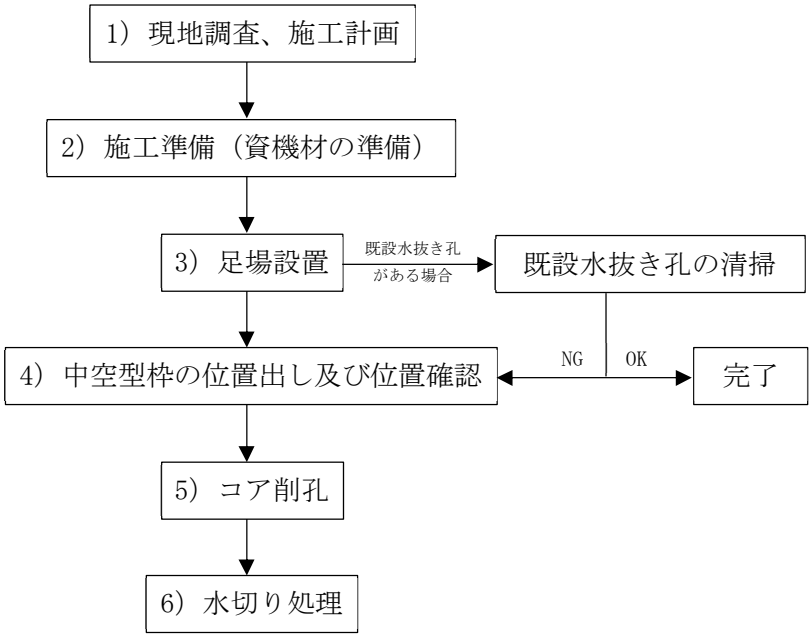
本参考資料は、既設の中空床版橋の中空型枠へ水抜きを設置する際の参考になるよう、施工の手順と解説、施工時の留意点など、研究成果から施工に関連する部分をまとめ直したものである。

なお、本参考資料で示す方法は、限られた実験等の範囲からの知見ではあるが、標準的と考えられる例を示したものである。その他の方法の採用を阻害するものではない。

2. 滞水に対する施工手順と留意点

2.1 施工手順

施工フローを以下に示す。



参図-2.1.1　滞水補修施工フロー

2.2 各手順の解説

2.1 に示した施工フローの解説を以下より整理する。

なお、 ）内の番号は、施工フローに付した番号を示す。

1）現地調査、施工計画

現地調査を行い、施工計画（足場計画や資機材計画など）を立案する。現地調査にあたっては、外観変状のほか、水抜き孔の有無も確認しておく。

2）施工準備（資機材の準備）

施工計画に従い、足場材料や作業車、削孔機などの機材を準備する。

3）足場設置

床版下面からの作業となるため、現地状況を踏まえて枠組足場の設置や作業車の配置を行う。枠組足場を設置する場合は、床版下面の調査及び削孔を行うための作業スペースを考慮して足場の床面高さを決めるのがよい。

なお、既設の水抜き孔がある場合は、孔詰まりの解消を試み、排水される場合は作業完了とする。排水されない場合は、新たな水抜き孔の設置について検討する。

4）中空型枠の位置出し及び位置確認

電磁波レーダー法等の非破壊調査手法を用いて中空型枠位置を確認する。また、建設時の図面や現地測量などの適切な方法で、据付勾配の低い側を特定した上で、水抜き孔の設置位置を検討する。

5）コア削孔

【削孔の要領】

床版下面から上向きにコア削孔を行う。この際、削孔機が落下しないようアンカーで固定するなど、落下防止対策を行う。なお、湿式の削孔機を用いる場合には、削孔時に発生する濁水の処理や周囲への濁水飛散防止対策も行う。



参写真-2.2.1　削孔状況

【削孔径】

コア削孔においては、排水性と点検の確実性、床版の配筋を踏まえて削孔径を決定する。削孔径を大きくすると中空型枠内の排水性、点検性の向上や、型枠内に異物があった場合には撤去が容易となることが期待できる反面、鉄筋切断のリスクが高まる。

本研究の排水性検証では水抜き孔径φ30mm としたが、既設橋での施工においては排水性に加えてファイバースコープの挿入、型枠内異物の確認及び撤去などを考慮すると、床版内配筋等の制約がない場合には、削孔径φ40mm とするのがよいと考えられる。



参写真-2.2.2　削孔径確認

【削孔位置】

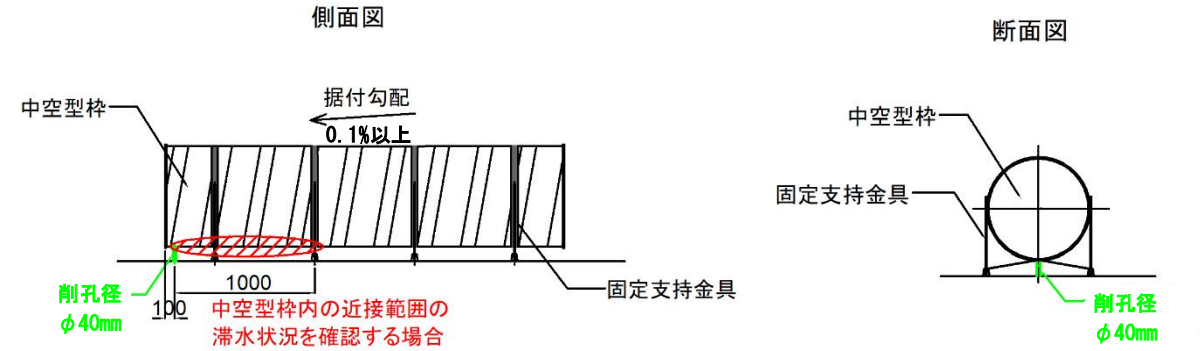
排水性を確保することを念頭に、点検の範囲に応じた削孔パターン（位置）を以下に示す。なお、この孔を用いて型枠内部の点検を行うことを想定している。

<u>パターン 1：中空型枠端部から近接範囲（1m 程度）の点検も行いたい場合</u>

中空型枠 1 部材あたり、据付勾配の低い側の端部 1 箇所を削孔する。

なお、排水性を確保するためには中空型枠の据付勾配が 0.1%以上必要であると考えられる※ため、据付勾配が 0.1%未満の場合には、孔の追加を検討する必要がある。

※本研究で行った試験では据付勾配 0.1%未満の場合を実施していない。そのため、0.1%以上の据付勾配が必要であると考えられるとしている。

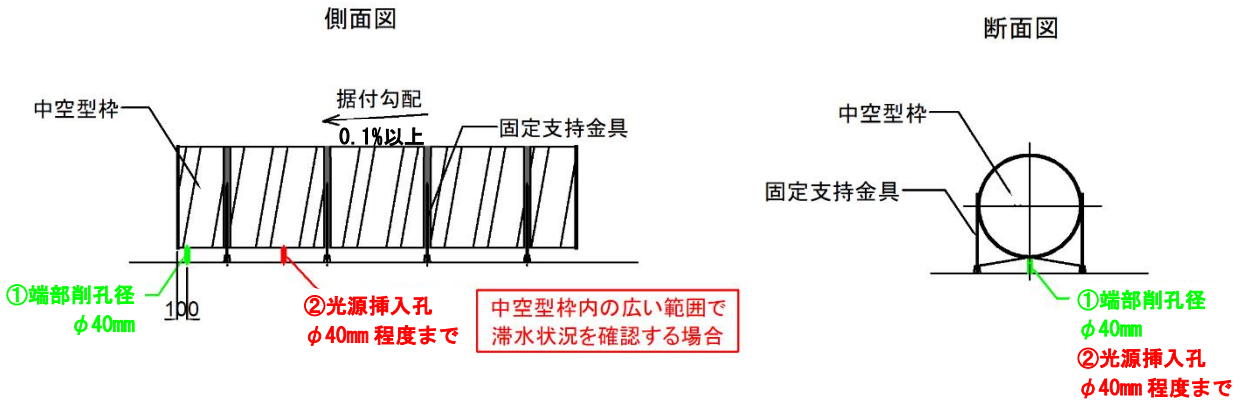


参図-2.2.1　削孔位置（パターン 1）

パターン 2：中空型枠端部から遠隔範囲（1m 以上）の点検も行いたい場合

中空型枠 1 部材あたり、据付勾配の低い側の端部 1 箇所を削孔するとともに、別途、光源挿入用の孔を設ける。光源を挿入するための必要孔径は光源寸法により異なると考えられる。一方で、小動物の浸入の懸念もあることから、最大 40mm 程度以下とするのがよいと考えられる。

なお、パターン 1 同様、排水性を確保するためには中空型枠の据付勾配が 0.1%以上必要であると考えられるため、据付勾配が 0.1%未満の場合には、孔の追加を検討する必要がある。



参図-2.2.2　削孔位置（パターン 2）

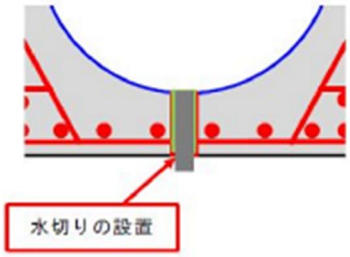
【削孔後の内部点検】

削孔後、ファイバースコープを用いて、中空型枠の内部を観察し、滞水状況などの確認を行う。ファイバースコープを用いた中空型枠内部の観察・撮影には、充分な光源が必要となることに留意する必要がある。

削孔後の内部点検の結果、中空型枠が部分的に変形している場合も想定される。変形が確認された場合は、追加削孔により、変形状態の把握や水抜きの追加などを検討することが望ましい。

6）水切り処理

コア削孔後、中空床版下面への水流れ（水滴付着）を防止するため、パイプ状の水切り材を設置する必要がある。



参図-2.2.3　水抜きパイプ設置

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of ＮＩＬＩＭ
Ｎｏ．１３５９　　September 2026

編集・発行　©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804　茨城県つくば市旭１番地
企画部研究評価・推進課　　TEL 029-864-2675