

# 第48回PC技術講習会

令和3年6月

公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会

# 目 次

## 道路橋コンクリート床版の土砂化の現状と対策に向けた取組み…………… 1

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	上 仙 靖
国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	石 田 雅 博
国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	田 中 良 樹
国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター <sup>※)</sup>	野 田 翼
国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所	安 中 新太郎
国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所	中 村 拓 郎

※) 現所属：西日本高速道路株式会社

## プレストレストコンクリート技術を活用した建築作品…………… 21

近畿大学教授・本工学会理事	岸 本 一 蔵
(株)日建設計・本工学会理事	深 井 悟
大阪大学名誉教授	大 野 義 照
京都大学教授・本工学会理事	西 山 峰 広
近畿大学教授・本工学会会長	阿波野 昌 幸

## NEXCO におけるリニューアル工事の取組み…………… 47

### —社会的影響の低減、耐久性向上—

東日本高速道路(株)	広 瀬 剛
中日本高速道路(株)	長 田 光 司
西日本高速道路(株)	横 山 和 昭
(株)高速道路総合技術研究所	長 谷 俊 彦
(株)高速道路総合技術研究所	萩 原 裕 樹

## 鉄道における PC 技術の活用と生産性の向上…………… 65

(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部・本工学会理事	玉 井 真 一
(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課	朝 長 光
(公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造	田 所 敏 弥
東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター	木 野 淳 一

PC 橋に関する海外の話題 ..... 87

—イタリアにおける橋梁の崩壊事例、*fib* シンポジウム2019—

国際対応小委員会	埼玉大学名誉教授・客員教授・本工学会前理事	睦 好 宏 史
	八千代エンジニアリング(株)	伊 藤 均
	住友電気工業(株)	勝 田 浩 一
	(株)富士ピー・エス	河 邊 修 作
	鹿島建設(株)	関 口 豪 賢
	(株)ピーエス三菱	中 井 聖 棋
	東京大学 生産技術研究所	長 井 宏 平
	オリエンタル白石(株)・本工学会前理事	二井谷 教 治
	神鋼鋼線工業(株)	細 居 清 剛
	大成建設(株)	細 谷 学
	中日本高速道路(株)	牧 田 通
	三井住友建設(株)	吉 野 正 道

PC アーカイブ「第一大戸川橋りょう」 ..... 101

(株)日本構造橋梁研究所・本工学会理事	前 田 晴 人
オリエンタル白石(株)・本工学会前理事	二井谷 教 治
(公社)プレストレストコンクリート工学会・本工学会専務理事	西 垣 義 彦
極東鋼絨コンクリート振興(株)	井 谷 計 男
JR 東日本コンサルタンツ(株)	九 富 理
(株)富士ピー・エス・本工学会前理事	内 野 英 宏
オリエンタル白石(株)	手 塚 正 道

## 道路橋コンクリート床版の土砂化の現状と対策に向けた取組み

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	上 仙 靖
国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	石 田 雅 博
国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	田 中 良 樹
国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター <sup>※)</sup>	野 田 翼
国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所	安 中 新太郎
国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所	中 村 拓 郎

### 1. はじめに

道路橋の鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版）に、近年、コンクリートの水平ひび割れや土砂化といった劣化が見られ、維持管理の負担となっている<sup>1)</sup>。床版の損傷は通行の安全に直接影響し易い一方で、その補修には交通規制が必要となることから、床版特有の維持管理の難しさがある。それに加えて、橋面アスファルト舗装（以下、As舗装という）下のコンクリート床版上面で進行する土砂化は、路面からの水の浸入が影響することから、一旦症状が出始めると、劣化部位に滞水して、劣化の進行を加速させる傾向にある。また、補修しても、早期に再劣化する事例が見られる。2章、3章では、RC床版土砂化に複数の損傷形態があることを示すとともに、土砂化周囲のコンクリートの劣化状況を調査した結果を示す。4章では、北海道の事例から、RC床版の土砂化の発生傾向について述べる。5章では、床版土砂化の予防保全のために調査している電磁波レーダの活用について述べる。6章では、床版土砂化の予防保全に向けて、電磁波レーダを利用した予防保全の構築および床版土砂化の中間層と補修時に除去すべき範囲について述べる。

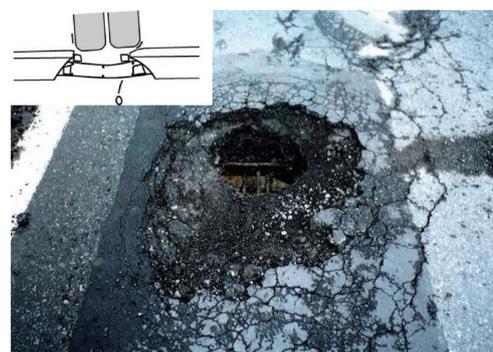


(a) 床版下面の格子状のひび割れ

### 2. コンクリート床版の多様化する損傷形態

#### 2.1 これまでの劣化—疲労

国内の道路橋RC床版においては、これまで、大型車の輪荷重の繰返し走行による疲労が主たる劣化損傷と考えられてきた。RC床版の疲労については、一般にひび割れの発生・進展、さらに進行すると最終的には床版コンクリートの抜け落ち、路面の陥没という過程をたどる。写真-2.1に、RC床版の疲労損傷の例を示す<sup>2)</sup>。RC床版の疲労は、抜け落ちまでの損傷過程において、床版下面に橋軸直角方向のひび割れ、格子状のひび割れ、角欠けや漏水などが見られることから、床版下面の状態は



(b) 抜け落ちと周囲の砂利化<sup>2)</sup>

写真-2.1 RC床版の疲労損傷

※) 現所属：西日本高速道路株式会社

道路橋の定期点検におけるコンクリート床版の主要な点検項目にされている。床版のコンクリートに水が浸透すると、RC床版の疲労寿命が極端に短くなることが知られており、実験によれば寿命は約1/300まで低下するとも言われている<sup>3)</sup>。これは、例えば、ある荷重条件下で20~30年の寿命であったRC床版が、計算上はわずか1箇月程度で抜け落ちに至ることを意味する。このような急激な劣化の進行は、その兆候の発見や補修・補強を容易でないものとしてゐる。そのため、新設橋では、As舗装と床版の間に防水層を設置することが義務付けられている。

## 2.2 近年の劣化—塩害、土砂化

近年では、疲労の影響だけでなく、凍結防止剤の散布による塩化物を含む水が路面からRC床版上面に浸入して、コンクリート中の鉄筋を腐食させる塩害や、コンクリートの凍害、あるいはアルカリシリカ反応(ASR)といった材料の劣化が複合的に関係していると考えられる損傷事例が見られており、劣化形態が多様化してきている<sup>1)</sup>。

写真-2.2に、路面からの塩水に起因すると考えられるRC床版の鉄筋の腐食事例を示す<sup>4)</sup>。橋面のAs舗装を剥がした際に、コンクリートの浮きが認められたことから、かぶりコンクリートを除去したところ、腐食による鉄筋の断面欠損が見られた。また、RC床版に打継目や何らかの要因により生じた貫通ひび割れがある場合、路面から舗装下に浸入した塩水は、打継目や貫通ひび割れを通じて、さらに床版下面に到達する。写真-2.3は、打継目からの漏水により生じたと考えられる鉄筋腐食の事例(はつり後の状況)である<sup>1)</sup>。RC床版下面のコンクリートの浮きが生じていたため、補修前の調査でそのかぶりがはつり落とされた。

疲労で抜け落ちた孔の周囲のコンクリートは、写真-2.1(b)に示すように、粗骨材と硬化セメントペーストが分離して砂利化している<sup>3)</sup>。一方、写真-2.4は、車輪走行位置ではなく、センターライン付近のAs舗装の打継目に沿って、橋の長手方向、広範囲に、RC床版上面のコンクリートが土砂化していた<sup>5)</sup>、<sup>6)</sup>(土砂化と砂利化の違いは後述)。また、



写真-2.2 RC床版上面の鉄筋の腐食事例(車輪走行位置付近の路面の舗装、かぶりを除去した状態)<sup>1)</sup>、<sup>4)</sup>



写真-2.3 打継目付近におけるRC床版下面の鉄筋の腐食(床版下面のかぶりを除去した状態)<sup>1)</sup>



(a) 橋面As舗装を全面剥がした状況<sup>5)</sup>



(b) 舗装を剥がす直前の状況(図(a)と逆方向から撮影)

写真-2.4 舗装打継目付近の床版土砂化の事例<sup>6)</sup>

写真-2.5の例では、舗装を剥いただけでは一見コンクリートの表面が見えているが、その部分はハンマーなどの工具でさほど力を要せずに、中の鉄筋が露出するまで掘れてしまった<sup>1)</sup>。舗装打換えの際に舗装を除去しただけでは、劣化が一見、顕著でないように見えるため、劣化に気付かずにそのままにされ、そののちの舗装の早期損傷をもたらす可能性がある。なお、いずれの事例も、その付近の鉄筋は必ずしも著しく腐食しているわけではなかった。

前掲写真-2.1 (b) のように、疲労による抜け落ち箇所の周囲で砂利化の状態になっていたのは、抜け落ちが発見されるまでに雨水により微粒分が洗い流されていたことが想定される。一方、抜け落ち前に発見された土砂化は、砂利だけでなく、土粒子が混じった、まさに土砂の状態にある。砂利化と土砂化は、それぞれ見たままの表現であるとともに、従来の疲労に伴う砂利化とは異なる劣化機構による症状であり得ることから、本稿では土砂化と表現している。

道路に用いられる凍結防止剤は、一般に塩化物系であり、散布されると路面の水に混入して塩水となって流下する。路面からの水が床版内に浸入する部位では、冬季から雪解けまでの間に塩水が流れ込むこととなり、前述のように、RC床版の各所で塩害が発生するおそれがある。凍害、ASRはともに、含水率が高いコンクリートにおいてその劣化の程度が顕著となる傾向がある。とくに、塩水が供給される場合に、凍害の進行が著しく促進される<sup>7), 8)</sup>。また、塩化ナトリウムが散布される場合には、ASRが促進されることが懸念される<sup>8)</sup>。

RC床版の疲労耐久性を低下させる点において、水の浸入だけでもその影響が大きいのが、塩害あるいはコンクリートの土砂化が車輪走行位置付近で生じると、さらに疲労現象を促進させると考えられる。

### 3. 道路橋コンクリート床版の土砂化とその中間層

#### 3.1 床版の土砂化

床版上面のコンクリートの土砂化とは、As舗装下でコンクリートの骨材と硬化セメントペーストが分離している状態をいう。そのとき、硬化セメントペーストは脆く崩れやすい状態または既に崩れて粒の状態である<sup>5)</sup>。写真-3.1の事例では、舗装を剥がしたところ橋



(a) 舗装を剥がした状況



(b) 鉄筋が露出するまで工具で掘れる状態  
写真-2.5 伸縮装置付近、車輪走行位置の土砂化の事例<sup>1)</sup>



(a) 舗装を剥がして清掃したところ



(b) 拡大(図(a)と逆方向から撮影)

写真-3.1 広範囲に見られた土砂化の事例<sup>6)</sup>

面の広範囲に土砂化が広がっていた<sup>6)</sup>。写真-3.2の事例は、他の橋における路肩部の土砂化の事例を示す<sup>6)</sup>。曲線橋で片勾配の低い側の路肩部を示している。この図では排水口が見られるが、排水口の有無に関係なく橋軸方向に地覆に沿って土砂化が見られた。前掲写真-2.4の事例では、センターラインに沿ったAs舗装打換え時にできた打継目付近で、コンクリートがまさに土砂の状態になっていた。この土砂化部では塩化物イオンの浸入が認められたにもかかわらず、鉄筋が腐食するよりも速くコンクリートが劣化していた<sup>5)</sup>。また前述のとおり写真-2.5の事例では、As舗装を剥いただけでは一見普通のコンクリートのように見えても、ハンマーなどを用いて手で簡単に鉄筋の下まで掘れてしまう状態になっていた<sup>1)</sup>。その橋では、粗骨材の割れが認められなかったが、写真-2.4の事例では後述するように水平ひび割れに沿って粗骨材の割れが見られ、劣化の要因に粗骨材の割れが関わる場合とそうでない場合があることが想定される。写真-3.3は、床版上面の補修時に防水層の下でコンクリートの土砂化が見られた事例である<sup>6)</sup>。この場合、防水層の端部や継目の処理が疑われるほか、防水層設置前に既にコンクリートがある程度劣化していた、すなわち前回補修時に後述する土砂化の中間層が残存していたことも想定される。写真-3.4は、As舗装の部分補修の打継目付近で、軽微な土砂化が認められた事例である<sup>6)</sup>。以上の例のように、土砂化の発生位置は、橋面のほぼ全面に見られる場合、あるいは主としてAs舗装の打継目付近や地覆付近の路肩部に見られる場合もあり、車輪走行位置直下に限らない。このことから、疲労以外にも土砂化の要因があると考えられる。

写真-3.2 地覆、排水口付近の土砂化の事例<sup>6)</sup>写真-3.3 防水層下の土砂化の事例<sup>6)</sup>写真-3.4 橋面As舗装の部分補修境界付近における土砂化の兆候（舗装打継目を示す破線は舗装路面写真から推定した概略の位置）<sup>6)</sup>

### 3.2 土砂化の中間層

これまで床版上面の再劣化抑制のため、補修の材料や工法の見直しが試されているが、土砂化した床版の補修箇所でも再劣化が生じる理由としては、劣化部位の除去が必ずしも適切に行われていない可能性があることも想定しておく必要がある。土砂化した部分の周囲には、土砂化に至っていないが健全な状態でもない中間的な部分、中間層が存在すると考えられる<sup>5)</sup>。一般に、舗装を剥いで明らかに土砂化している範囲（土砂化部）だけでなく、その周囲で打音で浮き認められる範囲も、補修の際に除去されると考えられる。しかし、打音では判別できない部位でも、劣化の兆候と思われる変状が認められる<sup>5)</sup>。図-3.1に、土砂化部周辺から採取したコンクリート

コアの応力-ひずみ関係を測定した結果を、比較的健全なコアの結果とともに示す。また、写真-3.5~6に、これらのコアの削孔位置と側面の外観を示す。土砂化部直下のコアE1~E3は、明確な水平ひび割れが見られ、荷重初期に大きいひずみが発生した(以下、付加ひずみという)<sup>5)</sup>。付加ひずみは、As舗装の支持地盤としての性能が低下していることを意味する。また、ごく表面の浮きを除き、打音では内部の変状がわからなかった部位のコアE4でも、E3よりは軽微であるが付加ひずみが認められた(図-3.1、E4)。ただし、土砂化部周辺のコアE4の側面には、明確なひび割れが見られなかった。

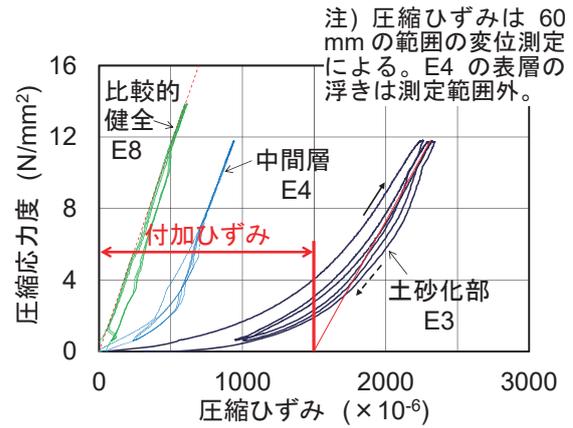


図-3.1 土砂化部とその周辺のコンクリートの応力-ひずみ関係<sup>9)</sup>  
(コアE8は比較的健全な部位から採取)

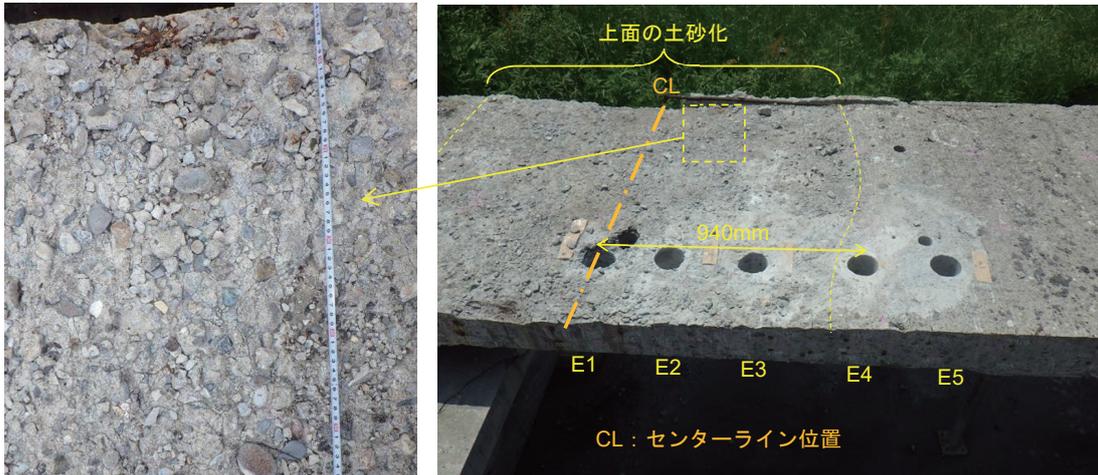


写真-3.5 土砂化の事例とコア削孔位置<sup>9)</sup>

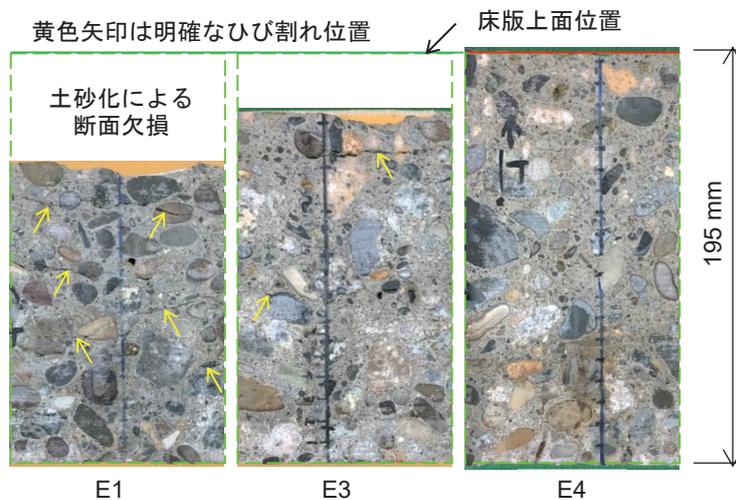


写真-3.6 土砂化部周辺から採取したコンクリートの状況<sup>9)</sup>  
(コア側面の展開図のうち 100mm の範囲を表示)

写真-3.7に、写真-3.6に示したφ100mmのコアについて行った、蛍光エポキシ樹脂含浸による微細ひび割れの観察結果を示す。これによると、コアE4にも、微細なひび割れが認められた。また、土砂化部直下のコアE1～E3には、明確に見られたひび割れだけでなく、一見ひび割れない部分にも多数の微細ひび割れが生じていた<sup>9)</sup>。

別の道路橋RC床版<sup>10)</sup>のうち、土砂化には至っていないが、センターライン付近でコンクリート上面の浮き認められた付近で、浮きのある箇所と周囲の比較的健全と思われる箇所からそれぞれコアを採取して、微細ひび割れを観察した。その結果を写真-3.8に示す。また、図-3.2にそれぞれの近くで測定したコンクリート中の塩化物イオン濃度分布を示す。大きい割れは、鉄筋の腐食によることも想定されるが、それ以外に見られる複数の微細ひび割れは、粗骨材の割れに沿ったものが含まれ、コンクリートの材料劣化に起因する可能性がある。土砂化に及ぼす塩化物の影響は、土砂化後に浸入した塩化物イオンとの区別が難しい場合があるが、これまでの調査の範囲では、水平ひび割れや土砂化の発生が塩化物イオンの浸入と何らかの関係があると推測している<sup>5)、10)</sup>。

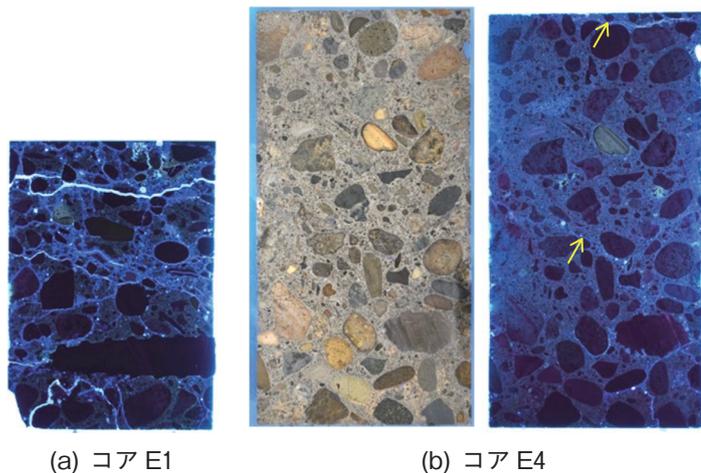


写真-3.7 コア切断面の微細ひび割れの観察<sup>9)</sup>  
(E1とE4右図はブラックライト下での撮影、コア径 100mm)

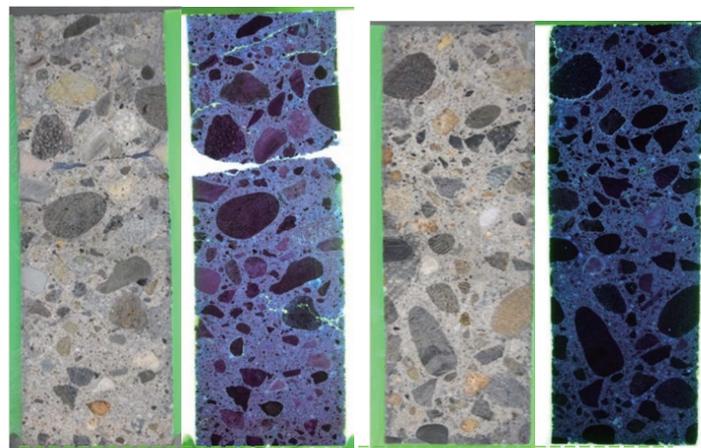


写真-3.8 コア切断面の微細ひび割れの観察<sup>6)</sup>  
(左は室内照明、右はブラックライト下でそれぞれ撮影、コア径 70mm)

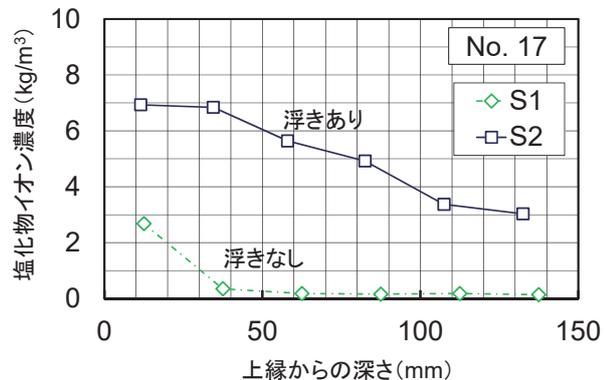


図-3.2 床版コンクリート中の塩化物イオン濃度分布<sup>6)</sup>

## 4. RC 床版の土砂化の発生傾向 —北海道の事例から—

### 4.1 調査概要

#### 4.1.1 調査目的と対象橋梁

北海道において土砂化が発生しやすい橋梁や床版部位の特徴を明らかにすることを目的に、橋梁諸元、供用環境、舗装切削位置に着目した土砂化の発生傾向の分析が行われており<sup>11)</sup>、本章ではその調査結果の一部を紹介する。本調査の対象となる橋梁は、北海道開発局が管理する鋼鉄桁橋を上部構造とするRC床版形式の道

路橋である。平成25～29年度の橋梁診断業務および平成21～29年度の補修設計業務の報告書から舗装切削調査が行われた121橋が抽出され、そのうち舗装切削による床版上面の目視調査が行われた全182箇所が整理、分析の対象となっている。調査対象の大部分は建設後30～54年が経過した橋梁であり、供用年数が40～54年の橋梁での調査箇所数は全体の52%を占めている(図-4.1)。なお、本調査の結果は、北海道開発局の管理橋梁の全数を対象としたものではないことに留意されたい。

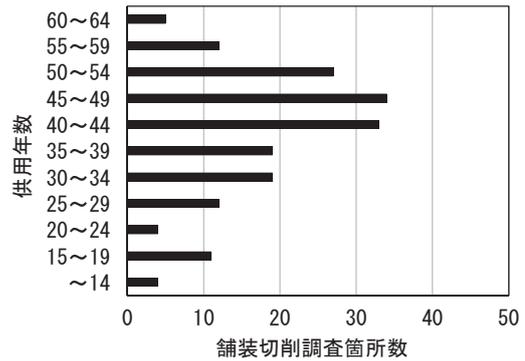


図-4.1 供用年数別の舗装切削調査箇所数

### 4.1.2 調査項目

本調査における橋梁諸元と供用環境に関する調査項目を表-4.1にまとめる。収集した資料の記載事項から橋梁諸元および供用環境の各項目を抽出し、資料に未記載の場合には不明として整理している。供用環境における凍害危険度については、長谷川らが外気温上の凍結融解作用の強さに日射などの影響と含水程度を考慮して提案した5段階の凍害危険度の分布図<sup>12)</sup>から各調査箇所の凍害危険度を判別している。凍結防止剤散布量は、収集した報告書に明記されていない場合には、平成26年度の路線毎の平均的な散布量としている。反応性骨材が含まれる可能性については、建設省総合技術開発プロジェクトにて作成されたアルカリシリカ反応性骨材分布図<sup>13)</sup>から各調査箇所がいずれの岩体の分布に位置するかを判別している。

舗装切削調査が行われた床版部位については、表-4.2に示す項目と選択肢に基づいて、橋軸方向である縦断方向および橋軸直角方向である横断方向の調査位置を整理している。縦断方向は、端支点・中間支点部、それ以外の一般部に分類している。端支点部の範囲は床版打ち下ろし範囲(床版支間の1/2)とし、中間支点も同様に支点から床版支間の1/2の範囲としている。

表-4.1 調査項目

種別	項目
橋梁諸元	竣工年、上部工形式、適用示方書、橋長、平面線形、斜角、縦断勾配、横断勾配、床版厚、床版支間、桁本数、車線数、防水工、舗装種類、舗装厚 他
供用環境	最高気温、最低気温、日照時間、大型車交通量、塩害地域区分、凍害危険度、凍結防止剤散布量、反応性骨材が含まれる可能性 他

表-4.2 舗装切削位置の分類

方向	項目	選択肢
縦断	位置	端支点・中間支点部、一般部
	桁配置	図-4.2(a)参照
横断	路面配置	図-4.2(b)参照
	輪荷重走行位置	走行位置、非走行位置
	横断勾配	上側、下側、その他
	支間当たりの走行車輪数	0輪、1輪、1～2輪、2輪

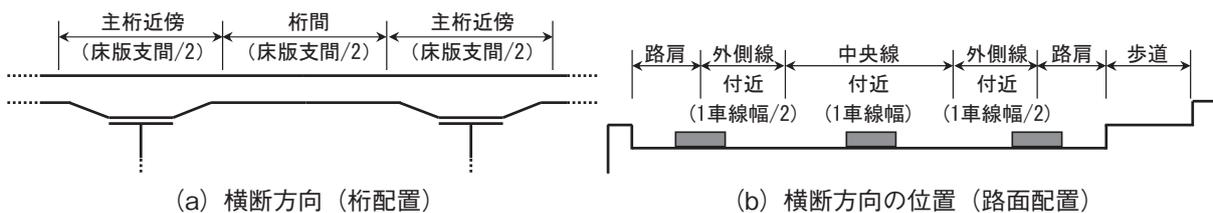


図-4.2 舗装切削位置の分類方法

横断方向の調査項目は、桁配置、路面配置、輪荷重走行位置、横断勾配、床版支間あたりの走行車輪数としている。舗装切削調査における床版上面の状態は、原則として収集した資料の記載を踏襲し、土砂化と明記されている場合を土砂化ありとし、それ以外を土砂化なしとして分類している。なお、本稿では前述の整理項目のうち、供用年数、平面線形、凍害危険度、凍結防止剤散布量、舗装切削調査位置（縦断方向、路面配置、桁配置、横断勾配位置）、防水層の有無について土砂化の発生傾向を整理した結果を報告する。

## 4.2 調査結果

### 4.2.1 供用年数別の土砂化の発生状況

調査対象とした182箇所中の35%に相当する63箇所において土砂化の発生が報告されていた。供用年数別の土砂化の発生数を図-4.3に示す。建設後20年以上が経過した橋梁における土砂化の発生割合は、供用年数が20～29年で19%、30～39年で24%、40～49年で34%、50～59年で56%、60年以上で100%となっており、供用年数が増加するほど舗装切削調査箇所における土砂化の発生割合が増加する傾向を示した。建設後50年以上が経過した橋梁では、舗装切削調査箇所の半数以上で土砂化が発生していることが分かる。また、供用年数が20年未満の橋梁においても17箇所中1箇所が土砂化が確認されている。

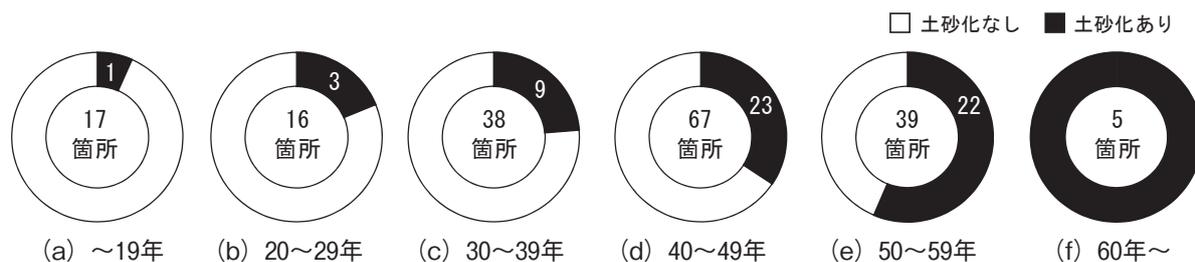


図-4.3 供用年数別の土砂化の発生数

### 4.2.2 供用環境の違いによる土砂化の発生状況

北海道開発局が管理する全橋梁に対する凍害危険度別の割合は、凍害危険度2～5の橋梁がそれぞれ20～25%程度であり、図-4.4に示すように、本調査における調査箇所も概ね同様の分布となっていた。なお、凍害危険度が5の場合は凍害の予想程度が極めて大きく、2の場合は軽微とされている。凍害危険度別の土砂化の発生割合は、凍害危険度5、4、3、2で、それぞれ36%、43%、39%、27%となっており、凍害危険度が高くなることで土砂化の発生数や発生割合が極端に増加するような傾向は認められていない。また、凍結防止剤散布量と土砂化の発生数の関係を示した図-4.5からは、凍結防止剤の散布量が多い橋梁で土砂化が発生しやすくなるような傾向は認められな

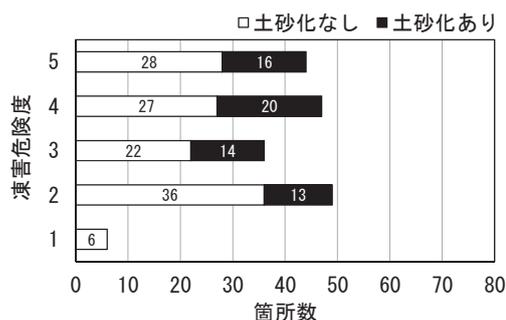


図-4.4 凍害危険度別の土砂化の発生数

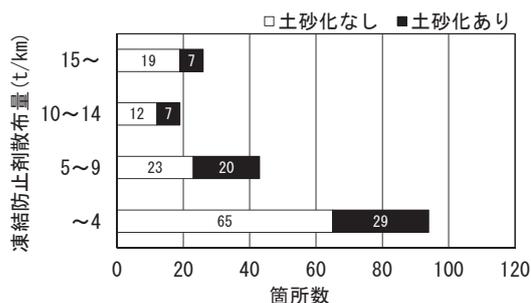


図-4.5 凍結防止剤散布量別の土砂化の発生数

かった。なお、本調査においては、アルカリシリカ反応性骨材分布に基づく岩体の区分と土砂化の発生割合においても明確な関係性が認められなかったとしている。このため、診断時には、供用環境等による先入観からスクリーニング等を行うのではなく、北海道のほぼ全域で土砂化が発生する可能性を疑い、材料試験等によって、その劣化・損傷機構を適切に考慮しなければならないと考えられる。

#### 4.2.3 舗装切削位置の違いによる土砂化の発生状況

##### (1) 平面線形

平面線形は、直橋、斜橋、曲線橋、斜角を有する曲線橋（図中の斜+曲）として分類されている。図-4.6に示すように、直橋での土砂化の発生割合が36%であることに対して、斜角を有する斜橋では土砂化の発生割合が41%となり、斜橋における土砂化の発生割合がやや大きくなる傾向が認められた。また、曲線橋の場合にも、斜角を有する場合で38%となり、斜角がない場合の20%に対して土砂化の発生割合がやや大きくなっていることが分かる。

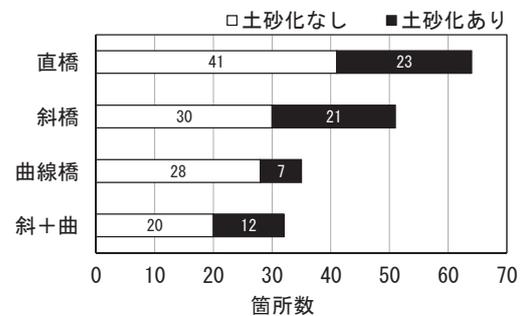


図-4.6 平面線形別の土砂化の発生数

##### (2) 縦断方向位置

支点部に設置される伸縮装置の近傍では、大型車が段差部を通過するとき衝撃力が作用することや、伸縮装置が縦断勾配の下側になる場合には滞水しやすい環境となりうることから、一般部に比べて床版の劣化が早期に生じる可能性があると考えられている。しかしながら、図-4.7に示すように、一般部においても端支点および中間支点部付近と同数以上の舗装切削調査が行われており、土砂化についても同程度の割合で発生していることが分かる。

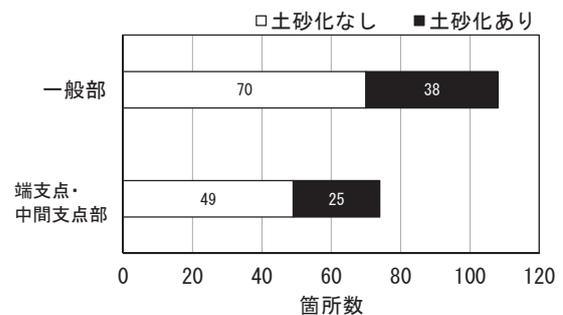


図-4.7 縦断方向の調査位置別の土砂化の発生数

##### (3) 横断方向位置

舗装切削調査は、図-4.8に示すように、外側線、中央線付近で多く行われる傾向がある。土砂化の発生数は外側線付近が41箇所、中央線付近の18箇所となっているが、土砂化の発生割合はいずれも35%であり、大きな違いは認められない。

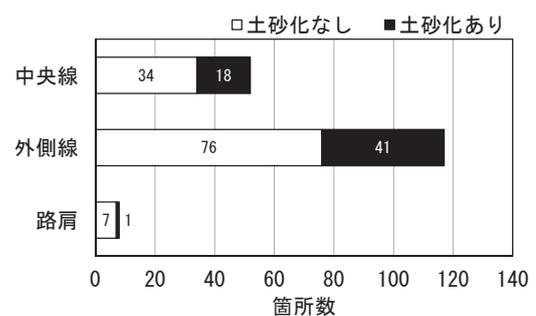


図-4.8 路面配置別の土砂化の発生数

桁配置と土砂化の発生数の関係を図-4.9に示す。舗装切削調査は、主桁近傍で多く行われており、主桁近傍の土砂化の発生割合も桁間に比べて大きくなっている。

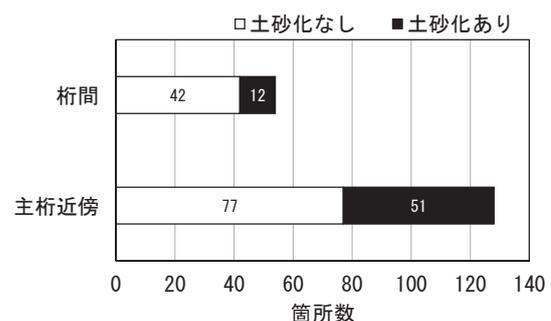


図-4.9 桁配置別の土砂化の発生数

横断勾配に着目すると、図-4.10に示すように、降水の排出先となる横断勾配の下側で舗装切削調査箇所数と土砂化の発生割合が大きくなっていることが分かる。また、上側、その他においても、舗装目地との位置関係などから床版上に水が供給されやすい箇所となっている場合もあり、そうした箇所では土砂化の発生しやすさに関与していると考えられる。

#### (4) 防水層の有無

図-4.11に示すように、防水層が未施工の床版では舗装切削調査数がやや大きくなっており、土砂化の発生割合についても、大きくなること示されている。なお、橋梁の竣工年や防水層が施工された時期による区別は行っていないものの、防水層が施工済みの床版であっても土砂化が確認されていることに注意が必要である。

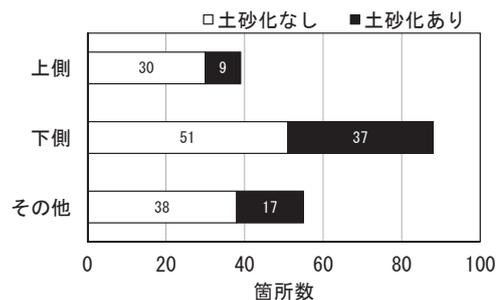


図-4.10 横断勾配位置と土砂化の発生数

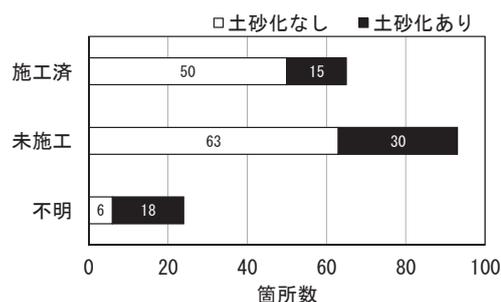


図-4.11 防水層の有無と土砂化の発生数

### 4.3 北海道における土砂化の発生傾向

北海道内の121橋で実施された182箇所の舗装切削調査を分析した結果、建設後50年以上の橋梁では、舗装の変状と床版上面の土砂化の関連性が極めて高く、点検・調査時に舗装に変状が認められる場合には、その直下で床版の土砂化が発生していることを想定する必要がある。また、凍害危険度が低い地域、凍結防止剤散布量が比較的少ない地域、反応性のある岩石をほとんど含まない岩体に属する地域においても土砂化は発生していることから、診断時には、北海道のほぼ全域で土砂化が発生する可能性を疑い、その劣化・損傷機構を適切に考慮する必要がある。

材料劣化が著しく進行したコンクリート構造物に対しては、環境作用に着目して劣化要因の調査および健全度の評価が行われる傾向にあるが、本調査の結果、斜角や桁配置、横断勾配における位置も土砂化の発生割合に関与することが示唆されている。これらは、舗装の浮きやひび割れ、床版上面のひび割れといった材料劣化の要因となる水の浸入経路の発生しやすさと関連するものと考えられる。本調査は、舗装の部分切削部での目視調査結果を基にした限られた事例数に対する整理結果ではあるものの、舗装や防水層によって上面が覆われている床版で発生する土砂化を点検・調査する場合には、材料劣化の要因となる水の浸入経路の発生しやすさと関連する諸元に着目することが重要になることを示している。

## 5. 床版土砂化の予防保全のための電磁波レーダの活用

### 5.1 床版土砂化の予防保全

道路橋定期点検要領では、橋長 2.0m 以上の道路橋において、5年に1回を基本とする近接目視点検が義務化されている。定期点検での既設床版の劣化・損傷状況の点検は、床版下面からの外観目視および舗装面のひび割れの点検によるもので実施されている<sup>14)</sup>。しかし、輪荷重による疲労、材料劣化などによる土砂化の要因と定期点検における舗装のポットホールや床版下面のひび割れおよび漏水痕などの外観変状との相関が明確でなく、現状の目視点検では、床版の抜け落ちのリスクを見落とす可能性がある。

また、床版の設計基準では、建設省道路局長通達（S42）以降、最小床版厚および配力鉄筋量の見直しによる疲労損傷への対策が実施<sup>15)</sup>されているが、スパイクタイヤ規制（H5）以降、凍結防止剤の散布量が増加しており<sup>16)</sup>、塩分を含んだ水が床版へ浸入し、床版下面に変状が発生していなくても、床版上面が土砂化している事例が発生している。写真-5.1は、供用後10年経過後の舗装開削後の状況である。このように床版の土砂化は、損傷の進行が速いことが特徴となっている。これらは、路面からの水が床版上面に浸入し、疲労を促進する<sup>3)</sup>、<sup>17)</sup>だけでなく、凍害、塩害などのコンクリートの劣化を誘発する<sup>8)</sup>ことが原因と推定される。床版上面の滞水は、舗装や床版の変状からその有無を推測することは可能だが、多くの場合には変状箇所の舗装を開削して初めて確認され、この時点で既に床版の性能が著しく低下していることがある。また、変状箇所の舗装開削により局所的な滞水を確認することは可能であっても、滞水箇所を面的に把握することはできず、潜在的な劣化箇所を特定することは困難なのが現状である。

道路橋の調査は、劣化が生じた時点でその要因や健全性を評価するために行われるが、膨大な量の道路橋を効率的に維持管理するためには、劣化が生じる前に潜在的な劣化箇所をスクリーニングし、日常点検や定期点検において重点的に点検していくことが必要となる。また、劣化が進行した床版の補修作業では、土砂化箇所をマイクロクラックの発生に留意してウォータージェットなどにより除去する必要があるが、架橋地点での条件によっては、大規模な仮設足場や長期間の交通規制を実施する必要があるが、補修期間やコストが増大する傾向にある。その中で、床版の劣化を著しく進行させる滞水を検出することが有効になると考えられ、図-5.1のように舗装と床版境界面へ水が浸入した滞水箇所が検出できれば排水および遮水を行うなどの床版土砂化に対する予防保全措置が実施できる。そこで本章では、非破壊検査技術の一つである電磁波レーダを使用した床版上面の滞水検出手法の検討について記載する。

## 5.2 電磁波レーダ法の概要

電磁波レーダ法によるコンクリートの非破壊検査は適用部材に対する制約が比較的少なく、測定も他の検査方法より早く簡単である。しかし、各種境界面や異なる物質などからの雑信号が目標



写真-5.1 土砂化が進行した事例

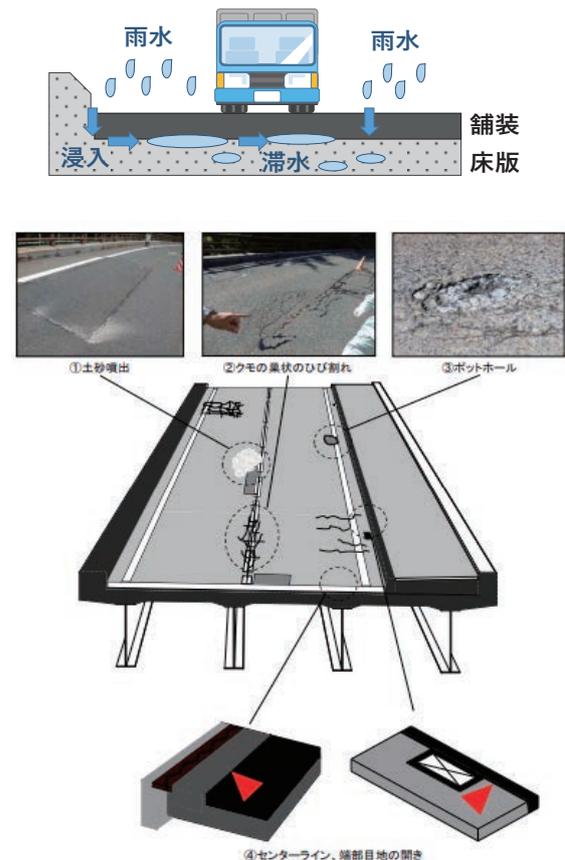


図-5.1 舗装と床版境界面への水の浸入イメージ

物からの信号と混合されてしまうため、解析に専門的な知識と経験が要求される。とくに橋梁床版部のように、舗装とコンクリートの各層別構成材料(媒質)が異なる場合は、各媒質の電気的性質の差により電磁波の位相速度と反射および透過特性などが一層複雑に変化する。そのため、電磁波の基本伝搬特性を事前に整理して検討する必要がある。

電磁波レーダ法は、電磁波が金属以外の媒質を透過し、透過した媒質と異なる比誘電率をもつ媒質の境界で反射する性質を利用し、物質内部を非破壊で探査する手法である<sup>18)</sup>。探査原理は、図-5.2、5.3に示すように、電磁波を媒質中に送信器から放射し、反射した電磁波を受信器で受信し、反射波が返ってくるまでの時間から深さ方向の位置を推定する。平面的な位置は、距離計を内蔵した装置を移動させることにより、位置情報を得る。電磁波の速度は、真空中の速度(3×10<sup>8</sup>m/s)が基準となり各媒質に対する固有の速度V(m/s)で伝わる。各媒質内での伝播速度は、各媒質の比誘電率ε<sub>r</sub>に依り、式(5.1)の速度で進む。

$$V = \frac{3 \times 10^8}{\sqrt{\epsilon_r}} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、V：媒質中の電波の伝播速度(m/s)

ε<sub>r</sub>：媒質の比誘電率

また、比誘電率の異なる境界面で電磁波が反射する原理を利用すると、境界面までの深さD(m)は、送信時刻と反射波の受信時刻の時間差Tから、式(5.2)で求めることができる。

$$D = \frac{1}{2} \cdot V \cdot T \dots\dots\dots (5.2)$$

電磁波が媒質の異なる境界面に達すると、その境界面で一部反射し、残りは透過する。境界面に電磁波が垂直に入射する場合、この反射と透過の割合は境界面で接する二つの媒体の比誘電率によって決まり式(5.3)により反射強度Rを表せる<sup>19)</sup>。

$$R = \frac{\sqrt{\epsilon_{r1}} - \sqrt{\epsilon_{r2}}}{\sqrt{\epsilon_{r1}} + \sqrt{\epsilon_{r2}}} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、ε<sub>r1</sub>：上層の比誘電率

ε<sub>r2</sub>：下層の比誘電率

媒質固有の比誘電率は、媒質によって大きく異なる。表-5.1に比誘電率の概略値を示す<sup>20)</sup>。表-5.1より、媒質の比誘電率の大きさは金属が一番大きく、水、コンクリート、アスファルト、空気の順になる。また、コンクリートの比誘電率は、含水状態で大きく変化する。式(5.3)を用いると、舗装から床版の境界面での反射強度は、0.15~0.19となる。また、水とコンクリートとの境界面で反射した場合は、0.34~0.48となる。

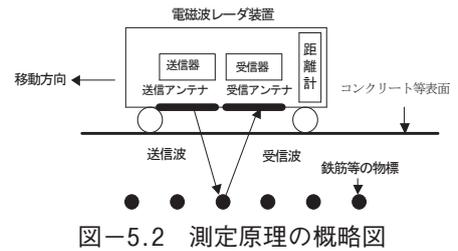


図-5.2 測定原理の概略図

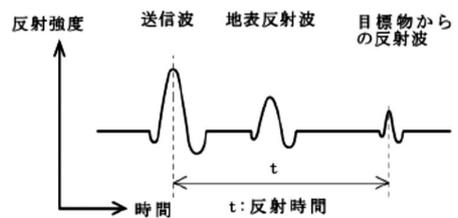


図-5.3 送信波と反射波

表-5.1 比誘電率の概略値

材 料	比誘電率
空気	1
水	81
アスファルト	2~4 (乾燥状態) 6~12 (湿潤状態)
コンクリート	4~10 (乾燥状態) 10~20 (湿潤状態)
鋼材	∞

### 5.3 電磁波レーダ（ハンディタイプ）による調査

国土交通省北海道開発局管内の積雪寒冷地に位置する橋梁で、冬季期間は路面の凍結防止のため、凍結防止剤を散布している橋梁において調査を実施した。なお、床版防水工は未施工である。

調査橋梁において、路面が健全な箇所と舗装の部分補修箇所の2箇所（写真-5.2）で、表-5.2に示すハンディタイプの電磁波レーダ（周波数 2,700MHz）による計測を実施した。計測箇所において、床版の状態を確認するために 80cm×80cm の舗装開削を実施した。舗装開削時は、乾式カッターと電動ピックを用いて水を使わずに開削を実施している。

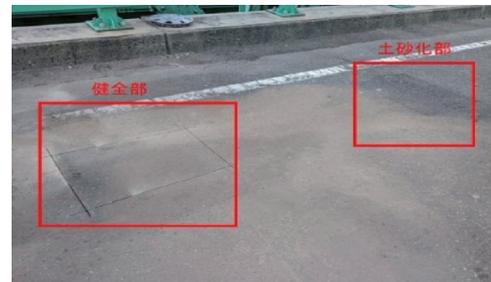


写真-5.2 調査箇所

舗装開削後、床版上面の水分を確認するために、電気抵抗式水分計を用いて床版上面の水分量を計測した。電気抵抗式水分計は、コンクリート表面の水分状態の変化を電気抵抗値が大きい場合に最小表示10（約 820GΩ）、小さい場合に最大表示990（約 10kΩ）の数値に換算して表示するカウントモードに設定して測定を実施した。床版上面のコンクリート水分状態とカウント値との関係について、次に示す3段階に区分する<sup>21)</sup>。

表-5.2 機材諸元

	仕様	外観
型式	SIR-EZ XT	
周波数	2.7GHz	
中心周波数	2.7GHz	
探査深度	約 60cm	
計測幅	10cm	

- ① 乾燥部（カウント値 10～230）
- ② 湿潤部（カウント値 231～520）
- ③ 滞水部（カウント値 521～990）

調査結果を以下に示す。

#### (1) 健全部

写真-5.3に示すように、開削後の床版上面は打音点検の結果、健全な状態であることを確認した。水分計のカウント値は103となり乾燥状態であった。（写真-5.4）。

図-5.4に電磁波レーダによる計測結果を示す。測線に沿った床版の断面を計測結果で確認すると、舗装と床版の境界面が白くなっており明確になっている。また鉄筋による反射も明確に確認できている。

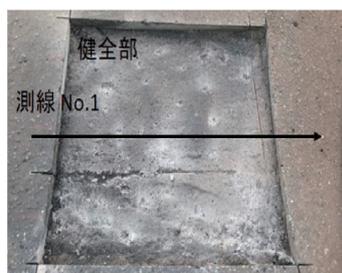


写真-5.3 舗装開削（健全部）



写真-5.4 水分計計測値

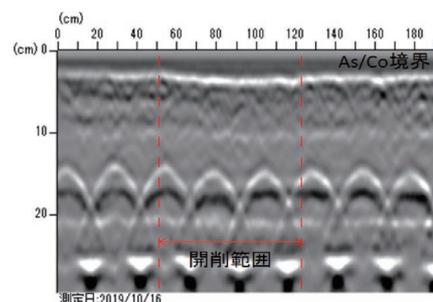


図-5.4 計測断面図（測線 No. 1）

## (2) 土砂化部

写真-5.5に示すように、開削後の床版の土砂化を確認した。水分計のカウント値は663となり、③滞水部に判定される程度の高い水分量を計測した(写真-5.6)。これは、舗装補修部の施工目地からの水の浸入が疑われる。

図-5.5に電磁波レーダによる計測結果を示す。図-5.4と比較して舗装と床版の境界面が薄くなっていることが分かる。水の影響により舗装と床版の誘電率が近くなり境界面で反射しにくくなっていると考えられる。また、舗装と床版面の境界面が不連続で不鮮明な箇所があり、一部反射強度が高く白く表示されている箇所が確認できる。これは、土砂化した箇所の含水率が高くなり、滞水している可能性がある。健全なコンクリートの比誘電率が6~10程度であるのに比べて、水の比誘電率が81であるため、境界面での電磁波の反射の振幅が大きくなっている影響と考えられる。また、鉄筋と床版厚さの反射が弱く不鮮明になっている。健全部と比較して、反射強度が小さくなったため減衰が大きいことが分かる。鉄筋と床版厚さの反射が少し深く表示されているのは、水の影響により電磁波の伝播速度が遅くなったと考えられる。これらのように、水の影響により計測結果に違いが出てきていることが分かる。



写真-5.5 舗装開削 (土砂化部)



写真-5.6 水分計計測値

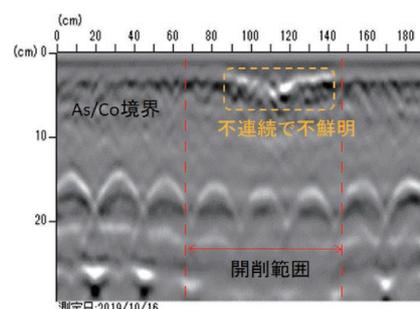


図-5.5 計測断面図 (測線 No. 2)

## 5.4 電磁波レーダ (車載式) による調査

国土交通省東北地方整備局管内の積雪寒冷地に位置する橋梁にて車載式電磁波レーダを用いた計測を実施した。計測は、一般交通の中で路面に向かって電磁波を輻射し、反射信号を受信することで行った。測定速度は、推奨 40km/h から最大 80km/h であり、計測時に交通規制は不要である。計測システムの外観および仕様について、写真-5.7と表-5.3に示す。測定車両には路面撮影用のラインセンサカメラが設置されており、電磁波レーダ計測と同時に路面のひび割れを検出することも可能である。

調査橋梁は、上下線分離の橋梁で調査を実施した。下り線は、平成24年に架設された6径間連続非合成鉄桁(H14道示適用)の橋梁である(写真-5.8)。上り線が昭和55年に架設された



写真-5.7 車載式電磁波レーダ外観

表-5.3 車載式電磁波レーダ仕様

項目	仕様	性能
測定速度	~80km/h	最大80km/h、推奨40km/h、交通規制不要
距離測定	測定方式 車速信号取得	精度±0.3%以内
路面画像	撮影方式 ラインセンサカメラ 撮影幅員	幅1mm以上のひび割れ検出可、昼計測 4m
電磁波レーダ (3D-Rader社製 DX1821)	測定方式 周波数 アンテナ	周波数を高速で切り替えながらデータを取得 最大探査深度1.5m程度※(比誘電率に依存) 有効測定幅員1.5m(左右に30cmスライド可) 橋軸方向7.5cm間隔、橋軸直角方向7.5cm間隔 深さ方向1.0cm間隔※(比誘電率に依存)
記録媒体	HDD記録	

3径間連続鉄桁2連で架設後約40年経過した橋梁（S47道示適用）である（写真－5.9）。上り線は、疲労によると考えられるひび割れが床版に生じていたためにH23年に床版防水工および床版下面への炭素繊維シート補強を実施している。

図－5.6、5.7に下り線および上り線の電磁波レーダ計測結果を示す。それぞれ舗装と床版上面の境界位置での平面スライス画像と平面図の赤線箇所での縦断スライス図となっている。

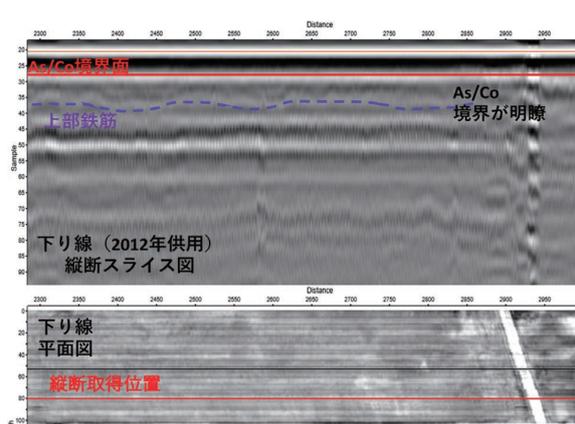
比較的供用年度が新しい下り線の舗装と床版上面の境界位置での平面スライス画像を確認すると色の変化が少ない様な反射が取得されることが分かる。縦断スライス図を確認すると、舗装と床版の境界面の反射が確認できる。また、鉄筋の反射が確認できる。



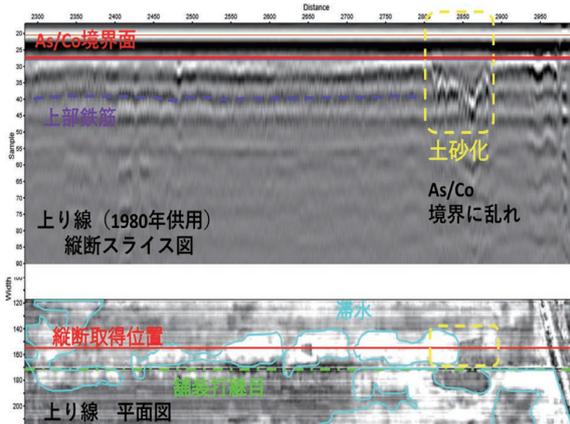
写真－5.8 下り線（2012年供用）



写真－5.9 上り線（1980年供用）



図－5.6 下り線の電磁波レーダ画像



図－5.7 上り線の電磁波レーダ画像

上り線の舗装と床版上面の境界位置での平面スライス画像を確認すると、下り線での画像と比較して、白くまだら模様が確認できる。前述のとおり、電磁波が媒質の異なる境界面に達すると、その境界面で一部反射し、残りは透過する。この反射と透過の割合は境界面で接する二つの媒体の比誘電率によって決まる。健全な床版を計測する場合、舗装とコンクリートの反射波を計測する。しかし、舗装下に滞水がある場合は、舗装と滞水箇所の水の反射波を計測する。コンクリートと比較して水の比誘電率は81と大きく、大きな振幅として反射波を計測する。このため、白いまだら模様箇所は、滞水などの影響により、健全な床版上面での反射に比べて強く反射したためと考えられる。とくに白くなっている箇所を確認すると、舗装の打継目、地覆端部や伸縮装置部に強く反応がでていいる。縦断スライス画像を確認すると連続した舗装と床版の境界面の反射が連続していない箇所が確認できる。また、床版上面の滞水により、電磁波が遮られた結果、鉄筋の反射が確認できない。当該箇所は、H28の定期点検時に舗装のひび割れからの泥の噴出が確認され、床版土砂化が発生していることが懸念された。調査時には既に舗装の部分補修の実施

と、橋面防水工の再施工を実施していた(写真-5.10)。H31の調査時には、補修箇所の隣接箇所にて再び泥の噴出が確認され、床版土砂化が発生していると考えられる。これは、電磁波レーダの結果からも舗装補修目地から水が浸入したことにより再劣化したと考えられる。

次に同じ国土交通省東北地方整備局管内の橋梁における調査結果を示す。調査橋梁は、積雪寒冷地に位置する橋梁であり、冬季期間は路面に多量の凍結防止剤を散布している横断勾配=2.0%のプレートガーダー橋である。床版下面には、ひび割れや遊離石灰の析出が確認されている。

電磁波レーダの有効幅員幅は1.5mであるため、橋梁の幅員に合わせて複数回走行して計測する。片側2車線にONランプが付加された橋梁のため、1車線あたり3回走行してデータを取得した。写真-5.11に路面画像、図-5.8に舗装と床版上面との境界面での計測平面図を示す。

電磁波レーダの計測結果をもとに、床版と舗装の境界面における反射波の最大振幅値と、直接波の最大振幅値の比を、反射強度として表現する。反射強度が0.26以上の箇所を滞水箇所と分類<sup>22)</sup>する。図-5.9に反射強度による滞水箇所の分類と分布を示す。分布図より、横断勾配が低い側の地覆部、舗装の施工目地、舗装補修箇所周辺に滞水の反応があることが分かる。滞水状態を確認するために、乾式舗装コア抜きを実施し、削孔箇所にて電気抵抗式水分計により水分量を計測した。舗装施工目地箇所での計測箇所(写真-5.12)や横断勾配の低い箇所の地覆部にて計測値が大きくなった。滞水箇所の分布図とおおむね一致する結果となり、反射強度を抽出することにより、滞水箇所を検出する事が可能であると考えられる。



(a) 補修前 (H30)

(b) 補修後 (H30)

(c) 調査時 (H31)

写真-5.10 上り線路面状況(図-5.7土砂化箇所)

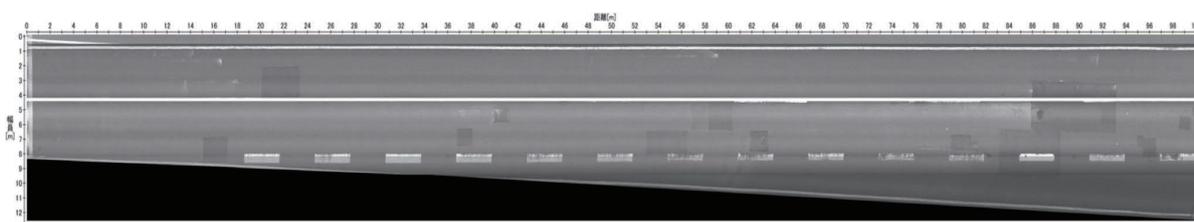


写真-5.11 路面画像

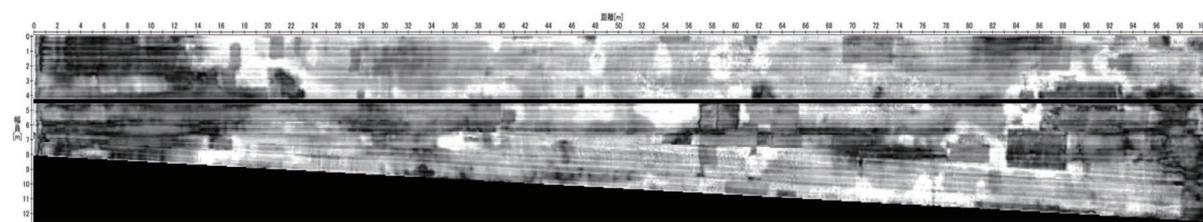


図-5.8 電磁波データ計測平面図(床版上面)

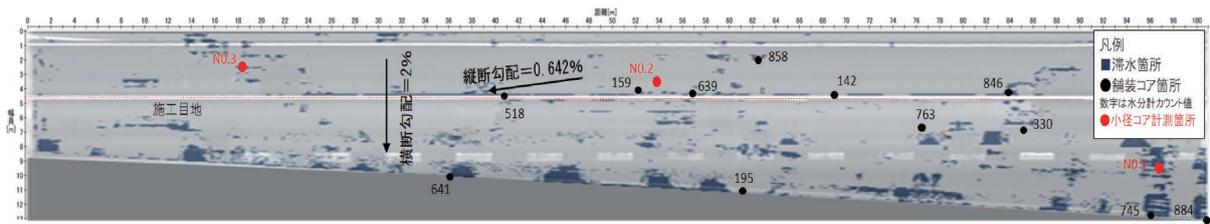


図-5.9 反射強度による滞水箇所の分類



写真-5.12 舗装施工目地箇所の舗装コア採取

### 5.5 小径微破壊コンクリート内部調査による床版調査

内部損傷を正確に診断できる方法は確立されていないのが現状である。図-5.9は、舗装と床版の境界の水分に着目したものであり、床版の劣化状態を判断することは出来ない。しかし、滞水箇所は床版の劣化を促進させるため、滞水箇所を点検することが重要である。そこで、舗装と床版下面の点検に併せて電磁波レーダ計測と床版内部の損傷を確認できる小径微破壊検査（single i 工法）による床版の劣化状態の診断手法の適用について検討した。

調査方法は、電磁波レーダの計測結果から判断した測定箇所に直径 5mm の水循環式ドリルを用いて削孔を行い、削孔した孔に特殊樹脂を注射器により注入する。特殊樹脂が硬化した後、同じ孔に直径 10.5mm で再削孔を行い、削孔箇所に内視鏡カメラを挿入して、特殊樹脂の有無を調査する。特殊樹脂が残存していることで、ひび割れを抽出し、画像解析によりひび割れ位置を確認する調査方法である。

図-5.10に図-5.9の図中の箇所で計測した小径微破壊コアの調査結果を示す。No.1は、滞水箇所と分類された箇所の調査結果である。床版部は健全な状態であったが、舗装と床版の界面にはく離が確認でき、この箇所の滞水を検出していると判断できる。No.2のコアを確認すると深度 12cm 付近に大きなひび割れが確認できる。写真-5.13は、調査橋梁の撤去床版である。配力筋に沿った水平ひび割れが確認でき、

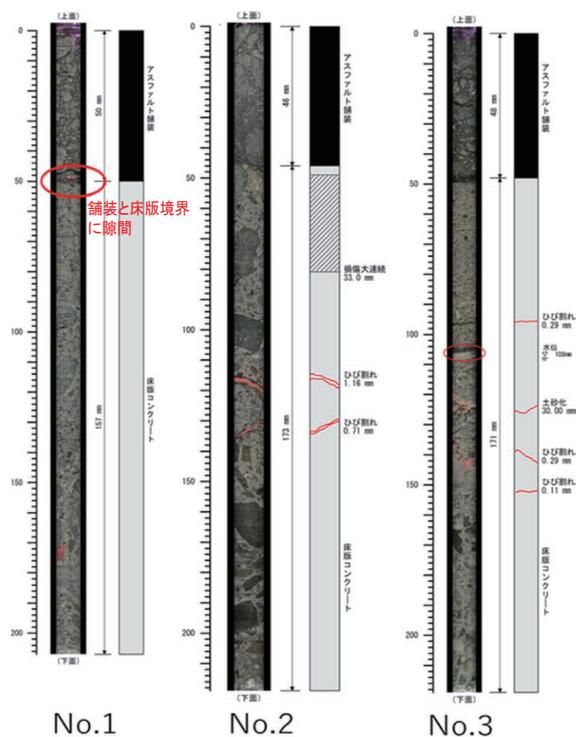


図-5.10 小径微破壊コア調査結果

この水平ひび割れを観測できていると考えられる。No.3のコアを確認すると、水平ひび割れの他に土砂化が判断できる区間が確認できる。小径微破壊コアによる調査は、床版面の点でしか診断できないが、このように電磁波レーダなどの結果と組み合わせることにより、床版面として診断できる可能性がある。今後調査事例を増やして検討する必要がある。



写真-5.13 調査橋梁撤去床版

## 6. 床版土砂化の予防保全に向けて

### 6.1 水分検知による床版の予防保全

土砂化の原因は水で、水がなければ発生しない。防水層がないところや防水層の弱点箇所、舗装の打継目や地覆の境界などから水が浸入し、床版上面が湿潤状態になる。浸入した水はコンクリートが硬化した際に生じる空隙を満たす。この空隙は輪荷重が載った際には本来クッションになるが、水で飽和した箇所に輪荷重が載ると、大きな圧力となって周りのモルタルなどを破碎し、この繰り返しで疲労が促進される。また、寒冷地では、水の凍結融解によっても劣化が生じる。これらの他に路面から浸入した塩水を主因とした劣化のプロセスには塩害、ASRがある。路面からの水を遮断し、床版をできるだけ乾かしてやれば少なくとも損傷の進み方は遅くなると考えられる。

予防保全のためには、床版の土砂化した箇所を見つけても手遅れである。劣化の主要因が水であると特定できているため、床版上面の滞水を検知し、水の入り口を早期に突き止め止水すれば本来の予防保全、長寿命化活動につながるメンテナンスが可能になると考えられる。

### 6.2 床版土砂化の中間層と補修時の除去範囲

コンクリート床版にまだ劣化が生じていない段階では、早期に防水層を設置するなど、橋面防水を確実にすること、あるいは6.1のとおり、As舗装下への水の浸入を早期に察知して、早期に水を排除して、防水の改善を図ることが、本来の床版土砂化に対する予防保全であると考えられる。ただし、既に土砂化してしまっている場合あるいは土砂化の兆候が見られる場合には、床版の適切な補修と橋面防水の改善が不可欠である。これまでの調査結果(3章)を踏まえて、図-6.1に、床版の土砂化中間層と補修範囲の概念図を示す。床版コンクリートの全厚での部分打換えは、これまで適用事例が多く見られるが、適用にあたっては、その適切な打換え範囲の設定が重要である。床版上面のコンクリートに損傷が一見認められなくとも、コンクリート内部に水平ひび割れや微細ひび割れがあるなどの劣化の兆候が生じていると、図-6.2のように、せっかく橋面全面のAs舗装をきれいに打換えても、その劣化部位を残してしまって、わずか数年でAs舗装と床版の再劣化が生じることが想定される<sup>23)</sup>。また、前述のとおり、既に床版上面に土砂化が見られた箇所を補修した際にも、その周囲に中間層を残すとAs舗装や補修材の早期劣化とそれに起因する路面水の早期浸入を許してしまうことが懸念される<sup>9)</sup>。中間層は、目視や打音では容易に判定できない傾向があることから、中間層が認識されていない状態では、補修の際に中間層が除去されずに残存する可能性があると考えられる。暫定的であるが、図-6.1に示したとおり、これまでの損傷事例を踏まえて、RC床版における土砂化部の補修範囲の目安を示した。再劣化しにくい適切な補修方法、適切な橋面防水の確立に向けて、土砂化の中間層を意識して、劣化部位の除去範囲を設定する必要がある。図-6.1に示した除去範囲は、さらに調査を進めて精査する必要がある。

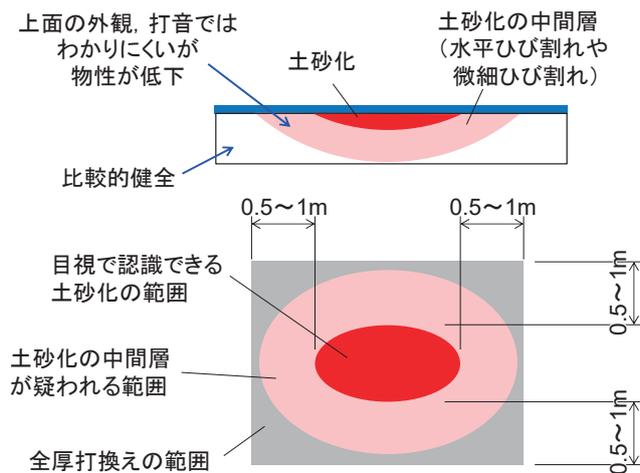


図-6.1 土砂化中間層の概念図(上:側面図)と補修範囲の概念図(下:平面図)

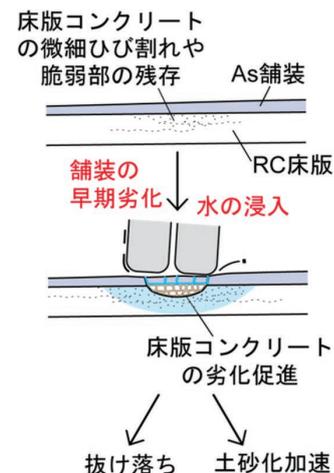


図-6.2 路面からの水による床版劣化パターン(床版の損傷が先行する場合の概念図)

## 7. おわりに

床版上面コンクリートの土砂化など、劣化形態が多様化している既設道路橋コンクリート床版の耐久性を確保するためには、防水層を含めた橋面 As 舗装の防水性能の確保が重要である。プレストレストコンクリート橋は比較的水セメント比が低く、水分や塩化物イオンなどの浸透が遅い傾向にあるが、防水層がなく As 舗装下に路面水が滞水するような環境に置かれれば、同様の劣化が生じることが懸念される。コンクリート床版の劣化形態が多様化する中で、新たな形態の厳しい劣化であっても早期に対策を構築して、急増を未然に防止することが、道路橋の予防保全の確立に不可欠である。このため、現場の現状の把握を急いでいるところである。大規模更新でプレストレストコンクリート床版への取換えの際にも、撤去されるコンクリート床版の劣化状況を可能な範囲でよく観察して広く情報共有することが大切である。本稿では、床版土砂化に関してこれまで得られた知見を示すとともに、床版土砂化の予防保全に向けた調査の現状を紹介した。改善すべき点は多岐にわたり、現場での改善をはじめ、多くの方々の調査、研究が今後必要である。

なお、床版の土砂化対策については、国土交通省国土技術研究会の指定課題を通じて、国土交通省の道路局国道・技術課、国土技術政策総合研究所、東北、北陸、中部、九州の各地方整備局、北海道開発局、および土木研究所のつくば、寒地の関係チームを含め、多くの関係者と連携して情報共有を図りながら、調査研究を実施した。その報告書は広く配布しているので、本稿と併せて参照していただきたい<sup>6)</sup>。

床版土砂化に関する資料収集、現地調査および部材の提供にご協力いただいた関係各位に深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 村越潤、田中良樹：道路橋 RC 床版の劣化形態の多様化と防水対策、土木施工、55-6、pp. 68-71、2014.6.
- 2) 国土交通省道路局国道課、土木研究所、東北、関東、北陸、九州の各地方整備局及び沖縄総合事務所：コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究、土木研究所資料第 3811号、2001.3.
- 3) 阪神高速道路公団、阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久

- 性、1991.12.
- 4) 田中良樹、村越潤、長屋優子：橋面アスファルト舗装の透水性が鉄筋コンクリート床版の耐久性に及ぼす影響、橋梁と基礎、2008.11～12.
  - 5) 田中良樹、玉越隆史、村井啓太、藤本圭太郎：道路橋コンクリート床版の土砂化部周辺の変状に関する調査、コンクリート工学年次論文集、40-2、pp. 1315-1320、2018.7.
  - 6) 国土交通省道路局国道・技術課、国土技術政策総合研究所、東北、北陸、中部、九州の各地方整備局及び北海道開発局、(国研) 土木研究所：道路橋コンクリート床版の土砂化対策に関する調査研究、土木研究所資料、第4398号、2020.3.
  - 7) 大和竹史、江本幸雄、添田政司：塩化物を含むコンクリートの凍結融解抵抗性、セメント技術年報、Vol. 39、pp. 126-129、1985.
  - 8) 融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集、日本コンクリート工学協会、1999.11.
  - 9) 田中良樹、上仙靖：道路橋コンクリート床版の土砂化に関する調査～土砂化中間層とその適切な除去範囲～、土木技術資料、61-7、pp. 53-54、2019.
  - 10) 山本健太郎、田中良樹、上仙靖：道路橋コンクリート床版の土砂化中間層に関する調査、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol. 19、pp. 531-536、2019.10.
  - 11) 中村拓郎、角間恒、守田稷人、葛西聡、西弘明：北海道における道路橋 RC 床版の土砂化に関する傾向調査、寒地土木研究所月報、第797号、pp. 2-10、2019.
  - 12) 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案、セメント技術年報 XXIX、pp. 248-253、1975.
  - 13) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書<第二編>、pp. 277-278、1988.
  - 14) 国土交通省 道路局：道路橋定期点検要領、2019.2.
  - 15) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究、国土技術政策総合研究所資料、第472号、pp. 5-6、2008.
  - 16) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：凍結防止剤散布と沿道環境、国土技術政策総合研究所資料、第412号、pp. 6-32、2007.
  - 17) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 9、No. 2、pp. 627-632、1987.
  - 18) 小林一輔編、魚本健人、加藤潔、広野進：コンクリート構造物の非破壊検査、森北出版株式会社、pp. 78-104、1990.5.
  - 19) 朴錫均、魚本健人：レーダ法による多層コンクリート床版の非破壊検査のシミュレーション解析、土木学会論文集、No. 538、V-31、pp. 95-104、1996.5.
  - 20) 物理探査学会：物理探査ハンドブック、手法編、第7章、p. 404、1998.
  - 21) 谷倉泉、榎園正義、後藤昭彦：床版防水工における水分計の適用性に関する研究、構造工学論文集、Vol. 59A、pp. 1112-1123、2013.3.
  - 22) 松本直士、大島義信、野田翼、尾西恭亮、石田雅博：電磁波レーダ法を用いた RC 床版の定量的状態判別手法、構造工学論文集、Vol. 66A、pp. 791-799、2020.3.
  - 23) 田中良樹、村越潤：橋面アスファルト舗装の変状と RC 床版の疲労、土木技術資料、Vol. 53、No. 2、pp. 22-27、2011.2.

## プレストレストコンクリート技術を活用した建築作品

近畿大学教授

(株)日建設計

大阪大学名誉教授

京都大学教授

近畿大学教授

岸 本 一 蔵

深 井 悟

大 野 義 照

西 山 峰 広

阿波野 昌 幸

### 1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下 PC）技術は建築作品に対するさまざまな要求を満たすために活用されている。コンクリート造により大空間を確保する場合、高強度・高品質のプレキャスト（以下 PCa）部材を採用し現場工期短縮を目指す場合、あるいはひび割れを抑制し高耐久性を付与するような場合などに PC 技術は採用される。今年度の講習会では、PC 技術を活用した以下の5つの建築作品を紹介する。大梁を PC 構造としてロングスパンとしたもの、床スラブを PCaPC 合成床板としたものも多く、さらに、PC 技術により大胆な架構を実現させた建物も含まれている。いずれの作品もさまざまに PC 技術を駆使した構造計画が生み出した優れた建築作品となっている。

- ・能登町新庁舎
- ・ヤオコー本社ビル
- ・NIPPO 本社ビル
- ・TDK テクニカルセンター W 2 棟
- ・カンダホールディングス本社

能登町役場を除く4作品は、会誌「プレストレストコンクリート」Vol. 61、No. 4、2019に詳細な記事が掲載されている。

### 2. 能登町新庁舎

#### 2.1 はじめに

新庁舎が建設された石川県鳳珠郡能登町は、能登半島の北部に位置する人口約17,000人の町である。能登町は平成17年3月に鳳至郡の能都町、柳田村、珠洲郡の内浦町の2町1村の合併により誕生した。合併当初、能登町の庁舎は、組織体制に分庁舎方式（旧町村の庁舎を分散して利用すること）を採用していたが、耐震性の不足、施設の老朽化、バリアフリーの対応不足、庁舎分散による非効率な行政運営などの課題が指摘されていた。また、平成



写真-2.1 建物外観

19年の能登半島地震、さらに平成23年の東日本大震災以降、旧庁舎が津波浸水想定区域内に位置していたことで、津波防災の観点からも移転が急務であった。

新庁舎の計画には、強靱な耐震構造、一時避難場所を想定した大ホールおよび防災拠点となるフレキシブルな執務空間が要求された。また建設地は日本海沿岸に位置しており、塩害や凍害による複合劣化が懸念されている地域である。これらよりコンクリート系の構造物として高品質・高耐久であり大空間が可能となる、プレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)造を採用した。建物外観を写真-2.1に示す。

## 2.2 建物概要

建物名称：能登町新庁舎

工事場所：石川県鳳珠郡能登町字宇出津ト字50-1

設計・監理：株式会社 浦建築研究所

施工（建築工事）：真柄・宮下・鼎

特定建設工事共同企業体

PC工事：株式会社建研 大阪支店名古屋営業所

建築面積：2,157m<sup>2</sup> 延床面積：6,353m<sup>2</sup>

最高高さ：GL + 19.73m 階数：地上4階

基礎形式：杭基礎

構造形式：RC造、PCaPC造、一部S造

工期：2017年11月～2019年8月

## 2.3 建築計画

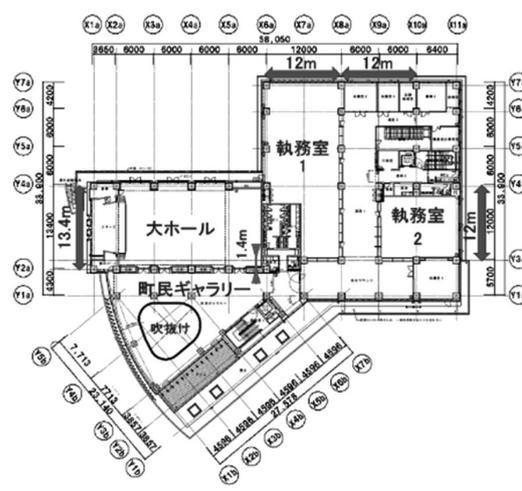
建築計画では、①町民に愛され、町民の多様な交流の場となる庁舎、②複合化・多機能化で地域活性化に寄与する庁舎、③人に優しい庁舎、④効率的でコンパクトな庁舎、⑤町民の安全を守る自然災害に強い庁舎の5つの整備方針が掲げられた。

建物の平面図を図-2.1に、断面図を図-2.2に示す。平面は、1階の里海ラウンジと2階の町民ギャラリーに吹抜けを設けることで、町民が気軽に利用できる交流の場となるよう計画された。また、里海ラウンジや町民ギャラリーから執務室や大ホールへ連続させることで、利用者に分かりやすい動線とし、とくに執務室は、奥行き12mを確保することで、ここで働く人々や来庁者からも見通しの良い空間となっている。

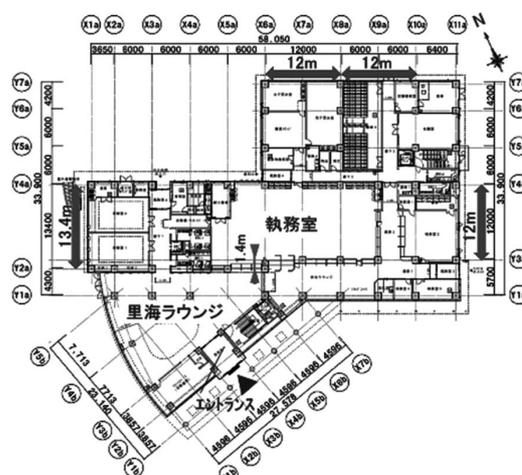
## 2.4 構造計画

### 2.4.1 構造計画概要

本建物は4階建て鉄筋コンクリート造の純ラーメン構造とした。図-2.1に示すように、建物の平面



2階平面図



1階平面図

図-2.1 平面図

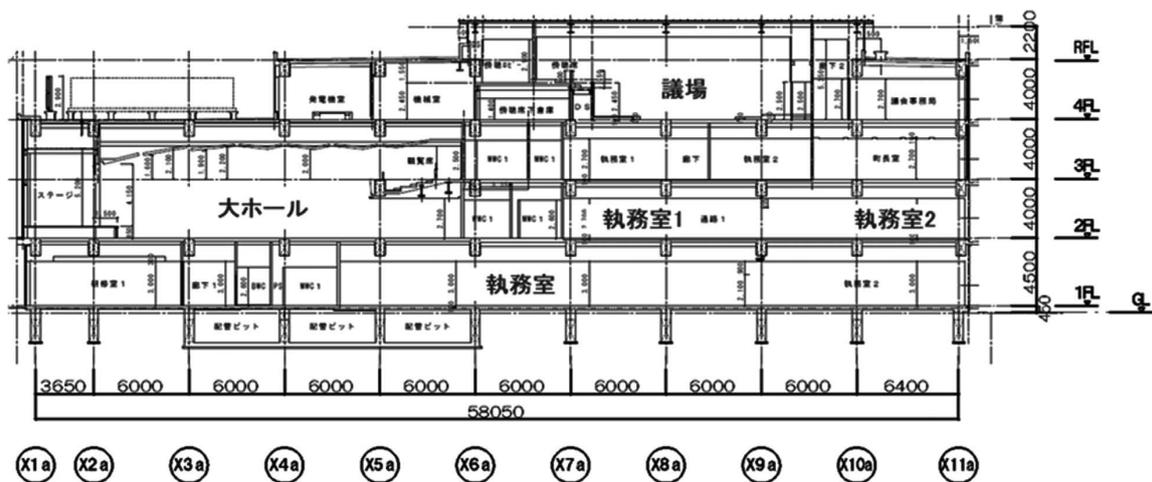


図-2.2 断面図

形状は、長辺方向約 58m、短辺方向約 34m で、基本スパンが 6m となっている。執務室と大ホールでは、それぞれ中間の柱を無くした奥行き 12m スパンと、Y3a 通の柱を Y2a 通へと 1.4m 移動した 13.4m スパンとし、大空間を構築した。

耐震安全性の目標値として、重要度係数を1.5とし、官庁施設の総合耐震計画基準に準拠し、層間変形角 1/200時での保有水平耐力 ( $Q_u$ ) が、必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) に対して、 $Q_u/Q_{un} > 1.5$  を満足する構造とした。

#### 2.4.2 PCaPC 採用理由

PCaPC の採用理由は、以下の 4 項目である。

- ①大空間の構築：執務室と大ホールは、プレストレスによりロングスパン梁とすることで、フレキシブルで開放的な空間となる。
- ②高品質・高耐久性の確保：柱、梁、床部材を工場で製作することで品質を確保（かぶり厚さの確保による塩害の抑制）し、プレストレスによりひび割れを抑制する。
- ③現場労務の削減と工期の順守：施工時期が、2020年の東京オリンピック関連施設の需要と重なることから、労務対策としてプレキャスト化により、工期遅延のリスクを低減する。
- ④生コンの確保：地域的に生コンプラント数が限られており、大量のコンクリートの供給が難しいことから、プレキャスト化により現地で使用する生コンの少量化を実現する。

#### 2.4.3 PCa 部材の計画と設計

プレキャスト (PCa) 部材の採用部位は、プレキャスト鉄筋コンクリート (PCaRC) 柱、柱梁接合部と短スパン方向の梁を一体化した PCaPC パネル梁 (図-2.3)、PCaPC 梁 (図-2.4)、PCaPC 床版 (図-2.5) とした。使用材料を表-2.1に示す。なお、議場の屋根と水周りで現場打ちスラブが必要な床組みの小梁には、鉄骨梁を採用した。

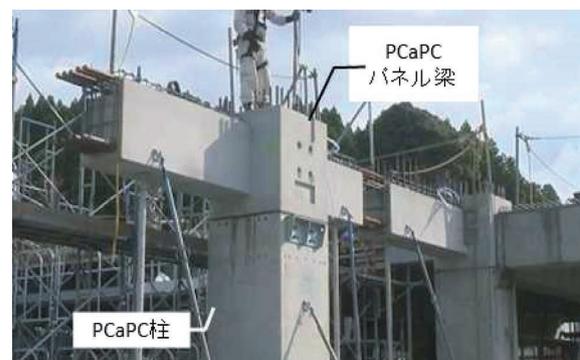


図-2.3 PCaPC パネル梁



図-2.4 PCaPC 梁



図-2.5 PCaPC 床版

表-2.1 使用材料

コンクリート 圧縮強度	PCa部	Fc50N/mm <sup>2</sup>
	現場打ち部	Fc30N/mm <sup>2</sup>
PC鋼材	プレテンション (1次緊張)	SWPR7BL-15.2mm
	ポストテンション (2次・3次緊張)	SWPR7BL-12.7mm

主な柱断面と梁断面を図-2.6、図-2.7に示す。PCaPC 梁は、PCaPC パネル梁と圧着接合した(図-2.8)。PCaPC パネル梁と PCaPC パネル梁の中間部分は、機械式継手によって梁主筋を接合し現場打ちコンクリートにより一体化した(図-2.9)。

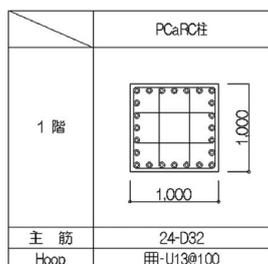


図-2.6 PCaPC 柱断面図

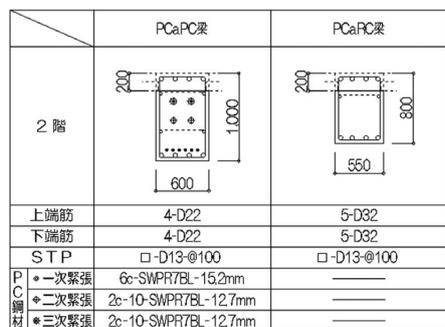


図-2.7 PCaPC・PCaRC 梁断面図

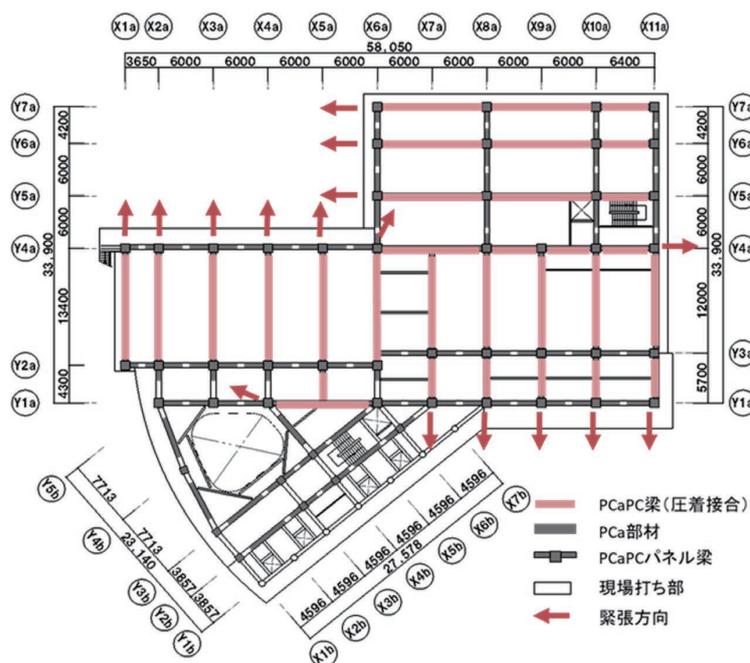


図-2.8 PCaPC 梁配置図(2F)

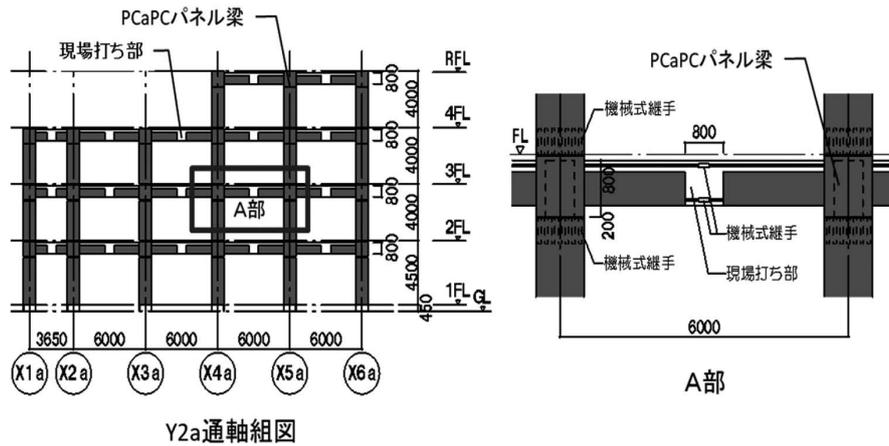


図-2.9 軸組図と接合部詳細図

PCaPC 梁の1次設計は、曲げ設計において、1次緊張時に架設時の梁自重でひび割れが生じないように梁中央下端をⅡ種 PC（パーシャルプレストレス）とした。2次緊張時は、架構完成時の床自重と施工荷重に対して梁端部の圧着接合部をⅠ種 PC（フルプレストレス）とした。3次緊張時は、仕上げ+積載荷重に対してⅡ種 PC を目標とし、部分的に梁上端のトップコンクリート部に引張応力を許容するⅢ種 PC（0.2mm ひび割れ幅制御設計）とした。せん断設計は、各緊張時における設計せん断応力が、許容せん断応力度以下となることを確認した。また2次設計では、Ds 算定時に部材を曲げ破壊とするため、梁のせん断耐力（ $Q_{su}$ ）が梁曲げ降伏時せん断力（ $Q_{mu}$ ）に対して、 $Q_{su}/Q_{mu} > 1.4$ を満足する構造とした。

PCaPC 床版の断面図を図-2.10に示す。PCaPC 床版は1枚の版幅が約 1.8m~2.3m のダブル T 型とし、リブ高さが 250mm と 300mm の2種類とした。

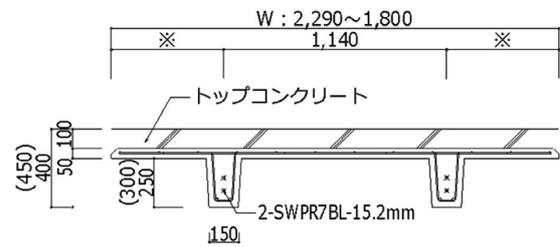


図-2.10 PCaPC 床版断面図

## 2.5 施工概要

架設計画図を図-2.11に示す。建物は、A~Dの4工区に分けて施工した。各工区の PC 躯体工事は1層を10日ピッチとし、現場打ち部となる梁の接合部やスラブ配筋およびコンクリートの打設作業を、隣接する工区の建方と並行して進めた。建方は、PCa 部材の最大重量が 16t、作業半径が最大 50m となり、320t クローラークレーン1機を使用した。

建方手順は、以下のとおりとした。① PCaRC 柱建方後、柱脚の機械式継手のモルタル注入、② PCaPC パネル梁、PCaPC 梁の建方、③ PCaPC 梁の2次緊張を行ったのち PCaPC パネル梁と柱頭

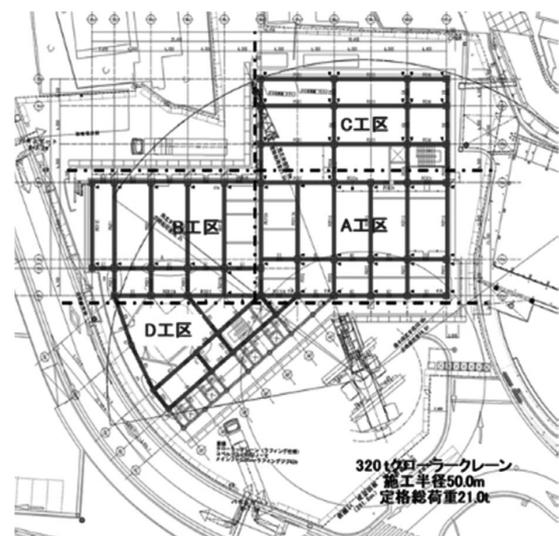


図-2.11 架設計画図

の機械式継手のモルタル注入、④ PCaPC 床版の架設、⑤現場打ち部となる梁の接合部とトップコンクリート部の配筋およびコンクリート打設、⑥ 4層までの建方完了後に PCaPC 梁の3次緊張を行い、PCグラウトを注入し、一連の作業を完了した。建方手順を図-2.12に示す。

## 2.6 おわりに

本建物では、PCaPC 造を採用したことで、地域住民の防災拠点となる耐震性の高い構造躯体と、フレキシブルな大空間を構築することができた(写真-2.2、2.3)。最後に設計・施工においてご指導、ご協力いただいた皆様にこの場を借りて厚く御礼申し上げます。

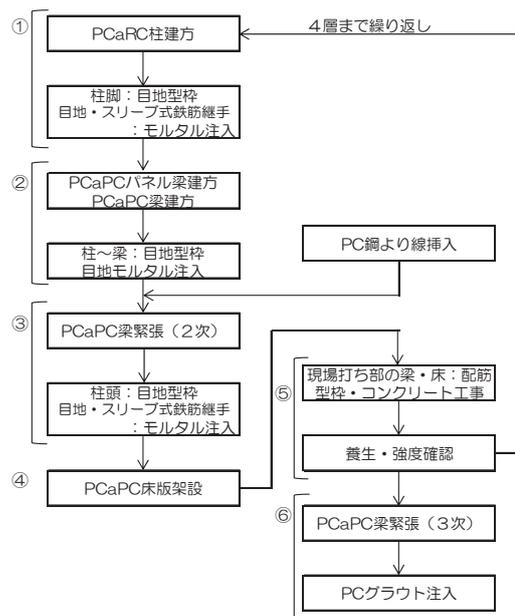


図-2.12 建方手順

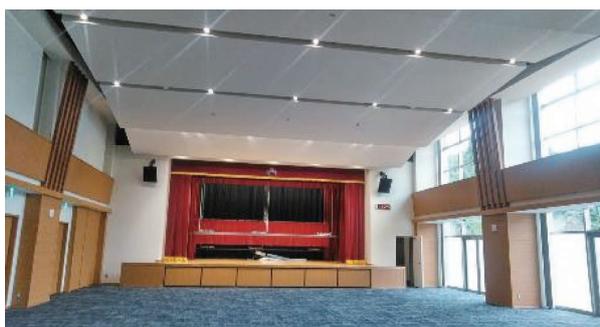


写真-2.2 大ホール



写真-2.3 執務室

## 3. ヤオコー本社ビル

### 3.1 はじめに

本建築は、埼玉県川越駅近くに位置するスーパーマーケット「ヤオコー」の本社ビルである。この建物は、短工期・低コストが求められた建築である(写真-3.1)。プレファブリケーションを積極的に活用することで短工期へ対応し、プレキャストコンクリートそのものの美しさを意匠的に採用することで仕上げ工期の短縮や仕上げ工事コストを削減した。短工期・断面寸法の最小化という利点を最大限活かすことができる内部空間の梁と床には PCaPC を採用し、PCa の恩恵が小さい耐震壁には現場打ちを採用するという合理的な計画を行った。



写真-3.1 建物外観

### 3.2 建物概要

建物名称：ヤオコー本社ビル	延床面積：6,284.21m <sup>2</sup>
建設地：埼玉県川越市新宿町1-10-1	階数：地下1階、地上3階
主要用途：事務所（事業所内保育所含む）	構造：鉄筋コンクリート造（鉄骨間柱採用）
設計・監理者：伊東豊雄建築設計事務所	プレストレストコンクリート造（大梁、床版）
Arup（構造・設備）	基礎構造：直接基礎（地盤改良併用）
建築施工：株式会社 清水建設	最高高さ：GL + 14.565m
PC施工：株式会社 建研	階高：地下1階 3,530mm
工期：2017年11月～2018年10月	1階 4,200mm
敷地面積：6,039.98m <sup>2</sup>	2階 4,200mm
建築面積：3,958.68m <sup>2</sup>	3階 4,120mm

### 3.3 建築計画

本社は店舗を支える場所である、というヤオコーの考えに基づきシンプルで開放的なオフィスでありながら、常に自然を感じられ快適に働くことができる環境をつくることを考えた。900人から将来的には1,400人への社員数増加に対応するため、一辺 62m 四方、1フロアあたり 3,600m<sup>2</sup> の大平面とし、地上3階、地下1階の低層に抑えることでフロア間の移動を容易にすると共に、部署間を超えた社員同士のコミュニケーションを促進するオフィスを目指した。1階にはエントランスホール、カフェテリア、大会議室、商談用会議室、保育所などを設け2階と3階を主な執務空間としている（図-3.1、図-3.2）。大平面の各フロアを貫くように光庭や吹き抜けを設け奥行きのある執務空間に自然光を取り込みながら、植栽や空が見えることで季節や時の移ろいを感じる居心地のよいオフィス環境を生んでいる（図-3.3）。執務空間は光庭周りを主要動線とすることで各部署へのアクセスを明快にし、テストキッチンなど社員が活発な議論を行いやすい場を設けている。また、床輻射冷暖房を全面的に展開し、床置き型輻射パネルと壁面からの吹き出しを併用することで安定した居住域環境となっている。さらに軒の深い西側テラス、南側にフリーアドレステラスを設けるなど、外部からの熱負荷に対してバッファゾーンをつくると共に働く人びとにさまざまな居場所を提供している。床構造は 10.5m スパンのPCa 大梁と T 型 PCa 床版によって構成し、天井面をコンクリート現しと

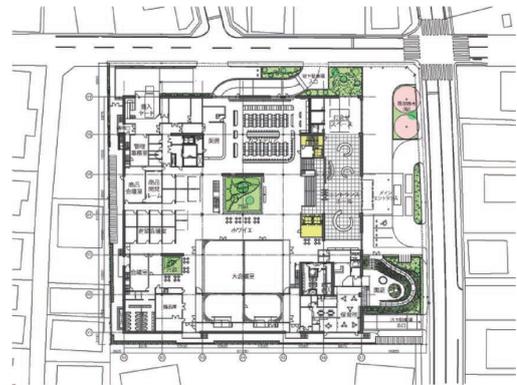


図-3.1 1・2階平面図

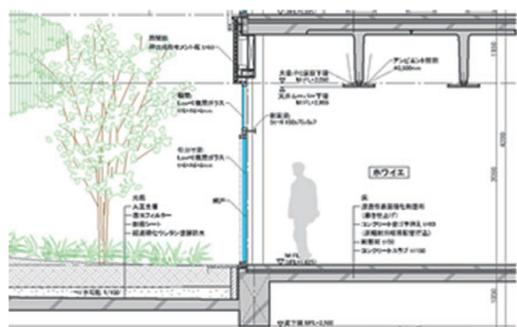


図-3.2 矩計図

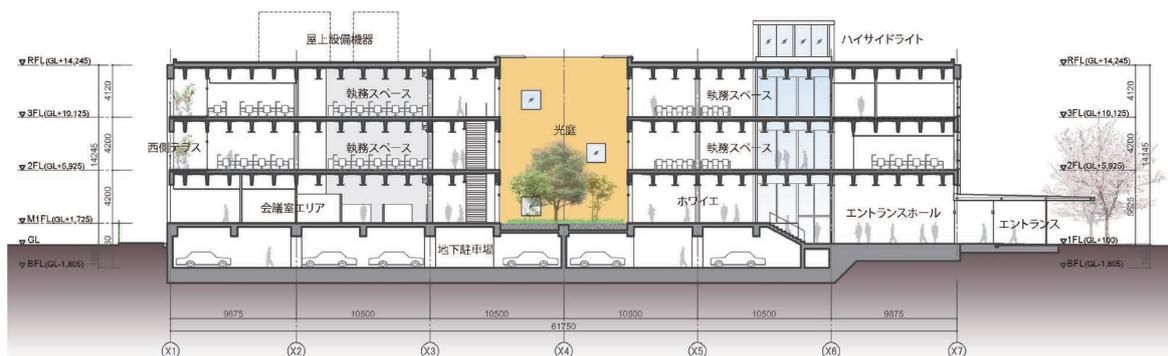


図-3.3 断面図

することで 4.2m という一般的な階高でありながら開放的な内部空間となっている。外周は現場打ちの鉄筋コンクリート耐震壁と格子状の木ルーバーによって、力強くも柔らかな印象を与えている。この建築が将来にわたって働く人びとの多様な創造性を支える場所になることを願い設計した。

### 3.4 建築計画

#### 3.4.1 ミニマムな仕上げを意識した構造設計

低コスト・短工期が求められる建築物であった。構造体をそのまま、なるべく意匠現しとすることで仕上げコストを削減し、さらには工期短縮にも繋がると考えた。そのためには構造と設備を一体的に合理的にデザインする必要がある。

ミニマムな仕上げとするために、天井仕上げと OA フロアの採用は最小限とした。天井仕上げや OA フロアが無ければ、それに隠すことができる設備配管などもすべて現しとなってしまふ。ダクトレスなオフィス空間とするために、空調は配管埋込型の床輻射冷暖房を採用し、外調機からの給気を建物 4 周に分散した設備コアから直接吹き出す計画とした。天井は、PC 床版の意匠性を活かして現しとし、PC 床版ステムの下端にルーバーを設けて、そのルーバーに配線・配管・照明・感知器などをすべて集約した。

#### 3.4.2 最適な構造計画

工場製作・現場取付けによるプレファブリケーションを積極的に採用し、工期短縮にメリットがあるコンクリート部材は PCa 化した。梁と床を構成するコンクリート部材を PC とすることで見通しの良いほぼワンルームとして計画された各階の床をいかに早く組み上げるかの最適解を目指した。構造計画としては利用する社員に活発なコミュニケーションを促したいとの要望から開放的な空間を実現するため図-3.4、3.5、3.6のとおり、耐震壁を外周に集中させる耐震壁付きラーメン構造を提案した。耐震壁の厚みを 500mm、外周梁幅を 330mm として、外周梁を耐震壁の外側から面落ち

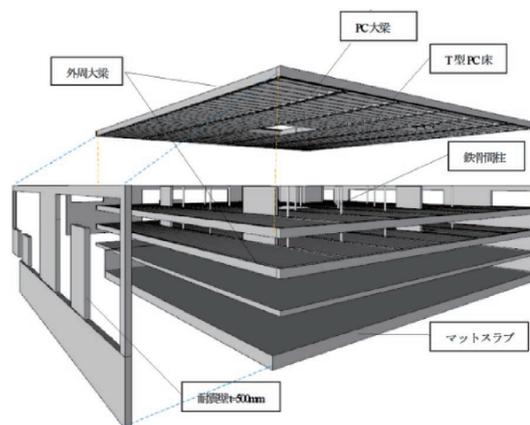


図-3.4 構造計画概念図

させることで立体的なファサードデザインとした(図-3.5、写真-3.2)。10.5m グリッドの平面を支持する柱は空間の見通しや工期短縮を考慮して  $\phi 318\text{mm}$  の通し鉄骨柱を採用した。図-3.7に示すとおり、床は1方向のT型PCa床板を採用し、それを受ける梁も1方向PCa梁にすることで仮設サポートを最小限化し、建方を1フロア23日にすることができた。工期短縮や断面縮小を目的としてPCa梁と鉄骨柱の納まりは、建方時は鉄骨小梁のようなピン接合の納まりで、床のコンクリート打設時には剛接合となるよう工夫した。

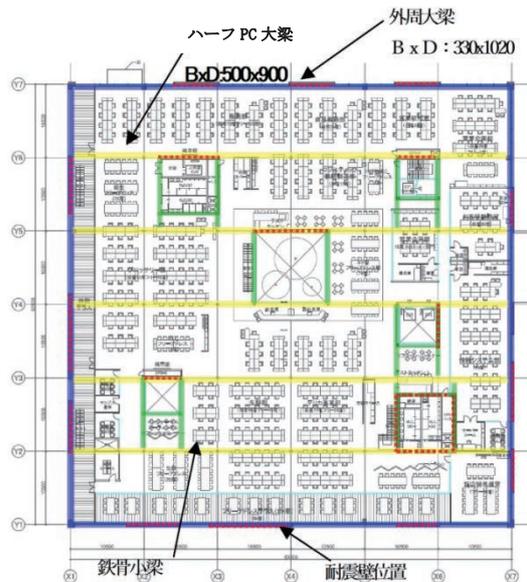


図-3.5 梁配置の概念図(2階)

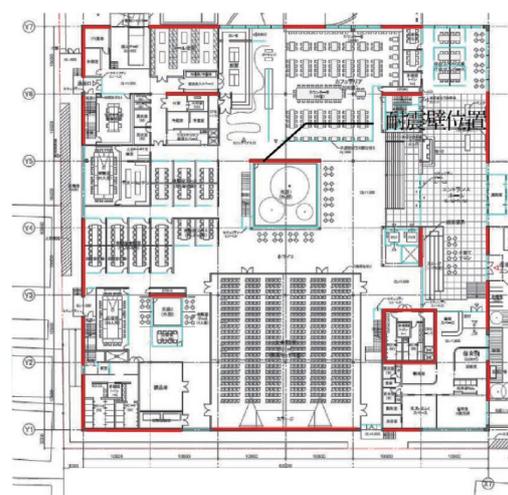


図-3.6 RC耐震壁の配置

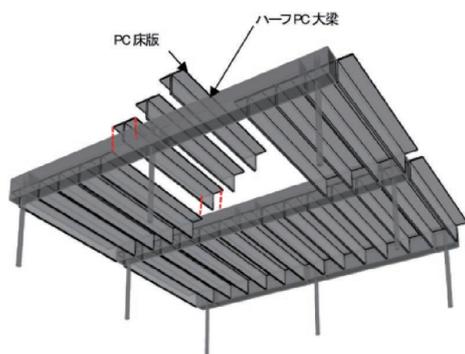


図-3.7 PC床版とハーフ PC 大梁の構成



写真-3.2 外装

### 3.5 施工概要

全体工期は、2017年11月9日～2018年10月31日であり、そのうち、PC工期は2018年3月5日～2018年6月30日であった。サイクル工程としては、1フロア23日で計画した。揚重計画は、図-3.8に示すとおりである。図のように、作業半径25mでPC梁9tが吊れること、作業半径30mでST版7tが吊れるように考慮して、クレーンは120tクローラークレーンを2機とした。図-3.9に示すようにクローラークレーンの重機寸法や回転・移動の必要寸法は10.5mという本建築の基本スパンに適合していた。

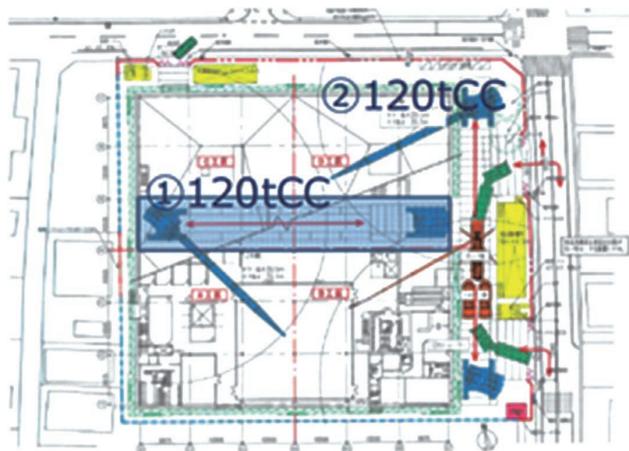


図-3.8 揚重計画

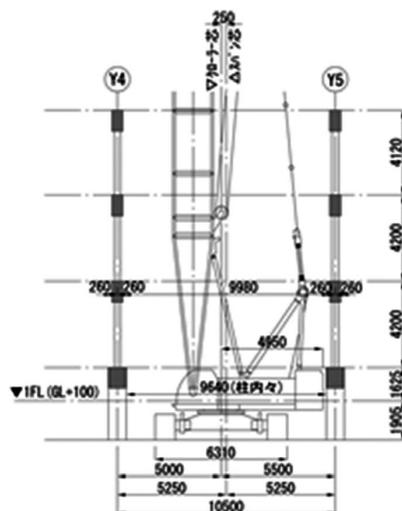


図-3.9 10.5m スパンにおける仮設計画

### 3.6 おわりに

本建物ではPC部材を適材適所に採用することが、快適な建築空間と、高品質な構造躯体を造り上げることに貢献した。設計・施工の期間に渡ってご協力頂いた皆様に心より感謝申し上げます。



写真-3.3 建物内観

## 4. NIPPO 本社ビル

### 4.1 はじめに

本建物は東京都中央区で東京駅から徒歩10分に位置する、株式会社 NIPPO の本社である。建物はデザイン性を重視した、特殊形状のプレキャストプレストレストコンクリート（以下 PCaPC）構造で、梁とスラブが一体となった部材と細柱で構成されている。外装にはガラスと石を組み合わせたカーテンウォールが採用されている（写真-4.1）。

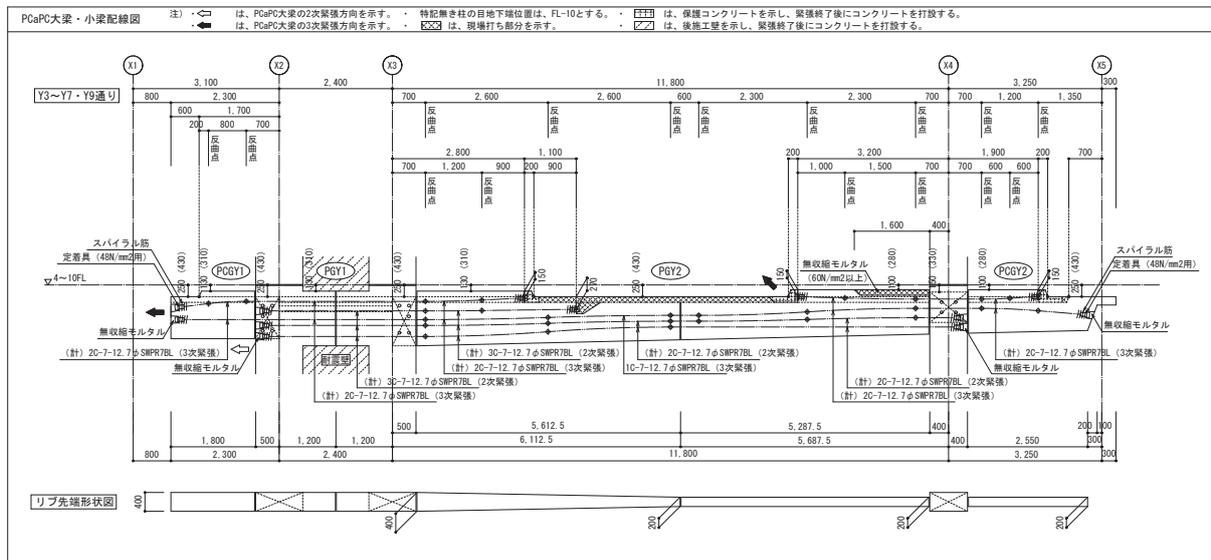
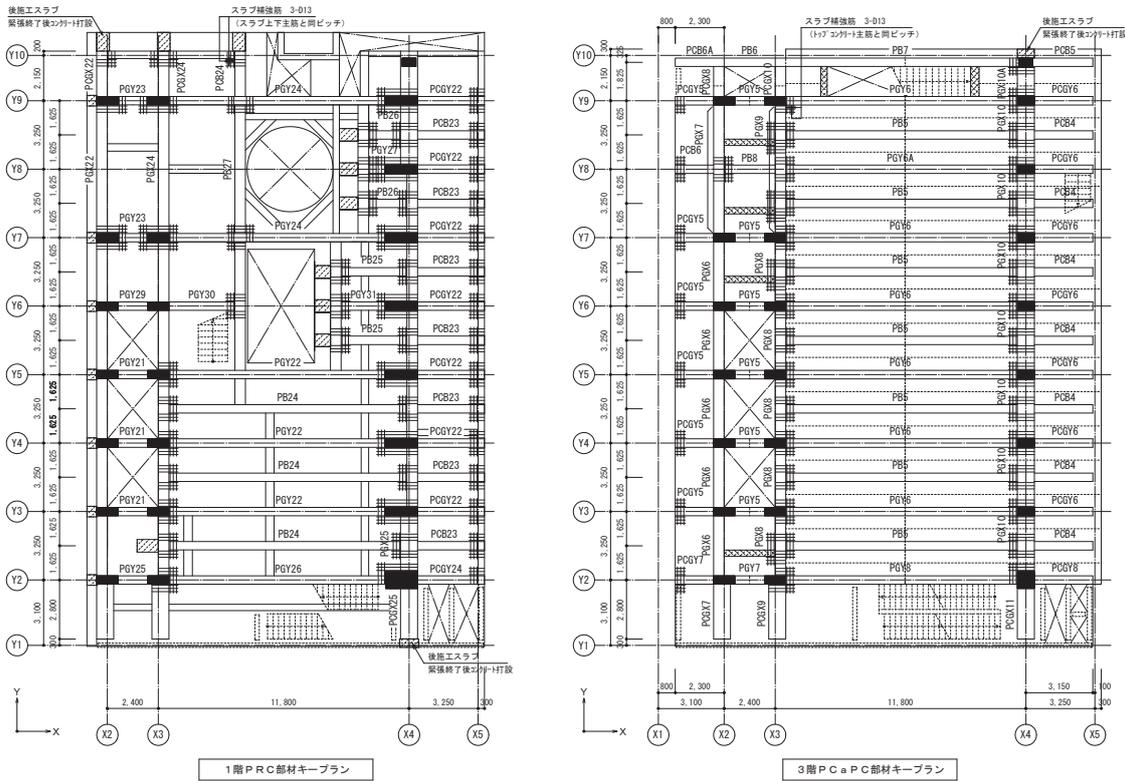


写真-4.1 建物外観

### 4.2 建物概要

工事名称：株式会社 NIPPO 新本社計画  
 工事場所：東京都中央区京橋1-19-10  
 発注者：株式会社 NIPPO  
 設計監理：(株)日本設計、(株)NIPPO  
 施工：NIPPO・大日本土木 JV  
 建築面積：584.75m<sup>2</sup>  
 延床面積：5,397.91m<sup>2</sup>  
 規模：地下1階、地上10階、塔屋1階  
 構造形式：基礎／現場造成杭 基礎免震構造  
 架構／PCaPC 造、一部 RC 造

主要用途：事務所  
 PCa 工事：オリエンタル白石(株)  
 全体工期：2016年7月～2018年6月  
 PCa 工期：2017年4月～2018年4月  
 施工範囲：PCa 部材架設・緊張・グラウト  
 PRC 梁配線  
 製作工場：オリエンタル白石(株) 関東工場  
 (株)安部日鋼工業 須賀川工場  
 昭和コンクリート工業(株) 福島工場



符号	PCGY1		PGY1	PGY2	PGY1		PGY2	
	X1 端	X2 端			中央	b-b 端	X4 端	
断面								
形状	タイプ3		タイプ3	タイプ1	タイプ2	タイプ2	タイプ1	
PC鋼筋	2次筋		3次筋	3次筋	2次筋	2次筋	2次筋	
上端筋	20-7-12.7φ SMRPTBL		20-7-12.7φ SMRPTBL	20-7-12.7φ SMRPTBL	10-7-12.7φ SMRPTBL	10-7-12.7φ SMRPTBL	20-7-12.7φ SMRPTBL	
下端筋	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D22 (柱内に定着すること)	2-D19
スタースラップ	D13-□≒100		D13-□≒100	D13-□≒100	D13-□≒100	D13-□≒100	4-D13	
縦筋	4-D13		4-D13	4-D13	4-D13	4-D13	4-D13	

図-4.1 伏図・PCaPC 部材形状図

### 4.3 建築計画概要

本建物は敷地面積が狭いため、室内空間を最大限にフレキシブルかつ開放的な空間とする方法として、長スパン化が可能なPC構造が採用された。さらに無天井化により構造躯体が露出する室内として計画され、デザイン性を重視した特殊形状の梁で構成されている。この長スパン化と特殊形状の梁を実現するために、現場打ちコンクリートでは施工が困難と判断し、工場製作されたPCaPC部材が建物全体に採用された。

PCaPC構造で計画を進める上で、工期短縮・架設計画・部材品質などの課題を解決する必要がある。多くの課題の中で、仕上げや補修方法の確認、塗装の方法や色の選定といった部材製作に関する課題を精査するために、モックアップの製作を行った(写真-4.2)。

また、建物外周部で外装材を支持するために片持ち梁先端にCT型鋼を打ち込む設計となっているため、充填されにくいであろうCT型鋼部へのコンクリート充填試験を行っている(写真-4.3)。



写真-4.2 モックアップ全景

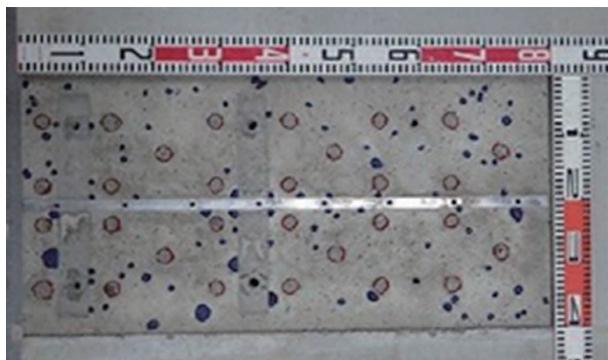


写真-4.3 コンクリート充填試験

### 4.4 構造計画概要

本建物は、地上10階、地下1階、塔屋1階の建築物である。免震層より上部の構造種別は、PCaPC造としている。なお、1・2階の梁は床段差が多いため、現場打ちのプレストレスト鉄筋コンクリート(以下PRC)造として施工性に配慮している。

耐震要素は短辺・長辺方向とも耐震壁付きラーメン構造として計画している。耐震壁のせん断応力度は、大地震時(レベル2相当)にもコンクリートの短期許容せん断応力度程度に抑え、ひび割れが生じにくい設計としている。梁部材に関しては、PC構造の特徴である非線形弾性の性質を取り入れ、曲げ破壊耐力に対して85%程度の応力で設計することで、PC鋼材の高い復元性により過度な残留変形が生じることなく、建物の健全性を確保した設計としている。地下1階床下には基礎免震構造を採用し、大地震後にも本社機能を維持できる計画としている。

本建物の耐震性能目標を表-4.1に示す。設計用入力地震動は、告示波3波、観測波3波とし、告示波は工学的基盤から基礎底面までの増幅を考慮し、告示スペクトルに適合する地震動を作成している。

表-4.1 耐震性能目標

入力レベル		レベル 1	レベル 2
部材設計	上部構造	短期許容応力度以下	短期許容応力度以下
	下部構造	短期許容応力度以下	短期許容応力度以下 (杭:終局耐力以内)
応答解析	上部構造	層間変形角 1/300以下	層間変形角 1/200以下
	免振部材	せん断歪100%以下 (160mm 以下)	せん断歪250%以下 (400mm 以下)

### 4.5 PCa 部材の計画概要

本建物は狭小敷地における施工となるため、タワークレーン1機による架設が部材計画上の重要なポイントであった(写真-4.4)。タワークレーンの揚重能力から、部材重量を8.0t以下とする必要があり、スパン方向の梁部材に関しては、首都高側に大きく跳ね出した片持ち梁を1ピース、メインとなる大梁部材を中央で分割した2ピース、前面道路側の片持ち梁を1ピースとして計画した。また、柱部材は首都高側の軸力柱を桁行方向の大梁の一部と一体化したT型部材とし、コア部分の柱も梁と一体化したL型部材で計画している。図-4.2に仮設計画図、図-4.3に軸組図を示す。



写真-4.4 タワークレーン設置状況

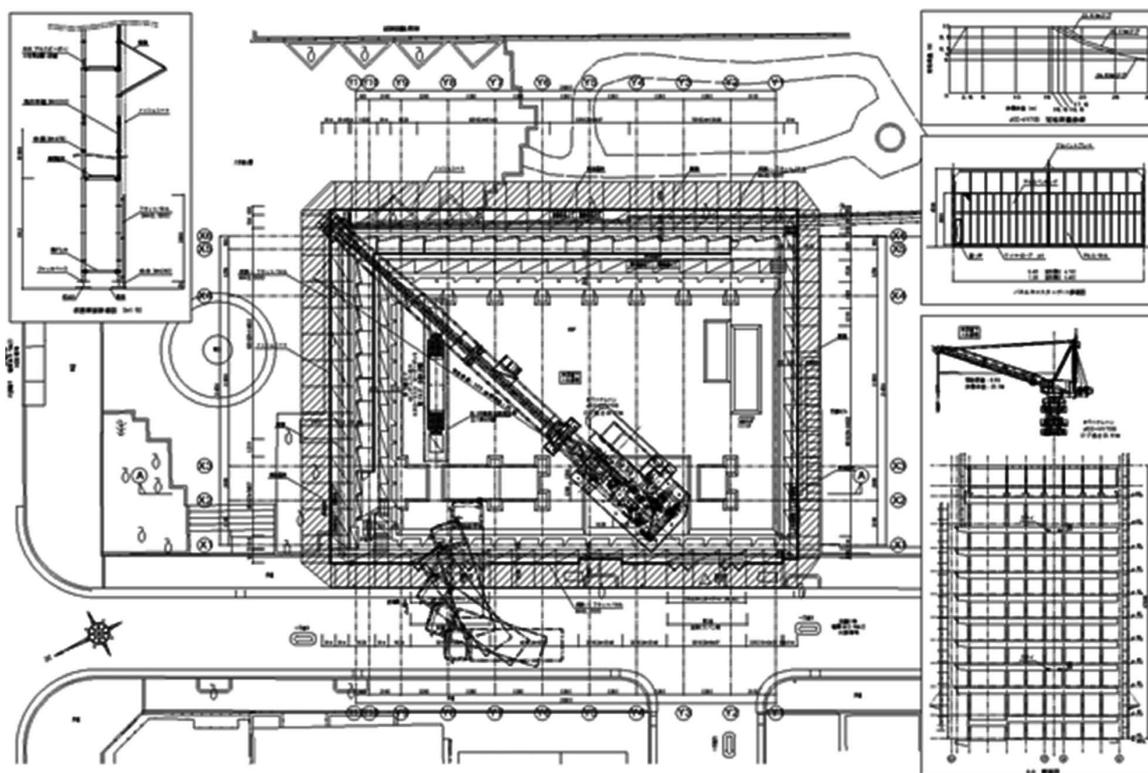


図-4.2 仮設計画図

全体的な PCa 計画としては、1階および2階床レベルまでは梁段差なども多かったため、柱部材のみ PCa 化し、大梁は現場打ちの PRC 造で計画している。3階～10階に関しては、同じ架構形式の繰り返しとなることから、すべての柱梁部材を PCa 化している。その部材構成は、柱が PCaRC 造（機械式継手接合）、梁が PCaPC 造（圧着接合）となっている。

主な PCa 部材は、首都高側に開かれた断面形状となっていることが特徴的で、梁断面は首都高側の片持ち梁に向かって細くかつ梁せいが小さくなるように変化させている。梁側面の角度および梁せいが長さ方向に対して同時に変化する部材を実現するためには、型枠製作上の大きな課題をクリアする必要があった。

そこで、BIM による 3D モデル化を行い、さらに 3D プリンターによる模型作成も行うなど（写真-4.5）、型枠製作上、および躯体現しとする外観上の両面から議論を重ねて、最終的な形状を決定した。BIM による 3D モデル化は、この複雑な形状の部材重量を詳細に算出することを可能とし、部材運搬および揚重計画の検証にも活用できた。

本建物は、PCa だからこそ実現できた架構（部材）形状であったと考えている。

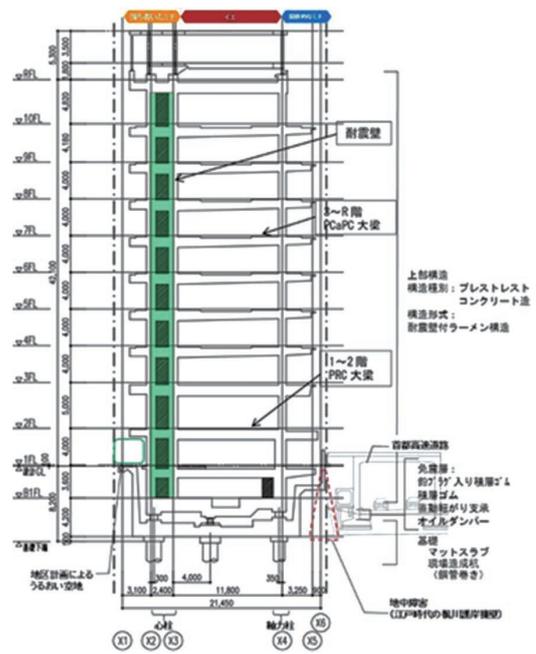


図-4.3 軸組図



写真-4.5 3D プリンター模型

#### 4.6 PCa 部材の施工概要

PCa 工事の施工手順は以下の要領で行った。

- ① PCaRC 柱の架設後、柱脚目地のモルタル打設。
- ② PCaPC 大梁の架設後、梁目地のモルタル打設。
- ③ 目地モルタルおよび母材コンクリートのプレストレス導入時強度確認後、X2-X4間と Y1-Y9間を2次緊張。
- ④ PCa 片持ち梁架設後、梁目地のモルタル打設。
- ⑤ PCa 床版→デッキ敷設→スラブ配筋→トップコンクリート打設。
- ⑥ 目地・母材・トップコンクリートのプレストレス導入時強度確認後、X1-X5間と Y1-Y10間を3次緊張。

本建物の施工では、外装カーテンウォールも含めた PCa 部材の製作および、架設精度を厳しい水準で管理した。その基となる基準墨の精度向上を目的とし、基準墨だし要領図を PCa 工事の範疇で作成提案した。これは通常、元請工事として行われるのが一般的であるが、PCa 架設工事全体としての精度向上を目的として取り組んだ。また、架設精度を向上させるための基準値も設定している。写真-4.6に PCa 部材の架設状況、写真-4.7に完成写真を示す。



写真-4.6 PCa 部材の架設状況



写真-4.7 完成写真

## 4.7 おわりに

本工事は構造躯体である PCa 部材を意匠的にみせるデザイン性の高い建物であった。高品質な PCa 部材を製作・施工し顧客から高評価をいただいた。近年、本工事のようなデザイン性の高い建物が多くなり、顧客のニーズに応えることで今後の PC 建築事業の発展に繋がれば幸いである。

最後に、設計・施工期間に渡りご協力頂きました皆様に、心より感謝を申し上げます。

## 5. TDK テクニカルセンター W2 棟

### 5.1 はじめに

本建物は、千葉県市川市に建つテクニカルセンターの新棟である（写真-5.1）。地上5階建て、最高高さ約 26m の事務所建築であり、短辺方向は 9.6m × 3 スパンの約 29m、長辺方向は 6.4m × 11 スパンおよび 9.6m × 2 スパンの合計約 90m の大平面となる。執務室をフレキシブルな空間とし、機能性や柔軟性を最大限に高めるために、プレストレストコンクリート（以下、PC）造が採用された。さらに、品質や工程の管理がしやすいプレキャストコンクリート（以下、PCa）工法とすることで施工性を追求した。

## 5.2 建築概要

建築場所：千葉縣市川市東大和田2-15-7  
 主要用途：事務所  
 建築面積：4,146.25m<sup>2</sup>  
 延床面積：14,439.25m<sup>2</sup>  
 階 数：地上5階、地下無し  
 最高高さ：25.65m  
 上部構造：PCaPC造、一部RC造、S造  
 建築主：TDK株式会社  
 設計監理：株式会社 山下設計  
 施 工：株式会社 大林組  
 PC工事：株式会社 ピーエス三菱



写真-5.1 建物外観

## 5.3 構造計画

建物形状は、概ね整形であり、オフィスゾーン、コラボゾーン、サポートゾーンに別れている。大平面となっているオフィスゾーンとこれに繋がるサポートゾーンは、PCaPC造とし、コラボゾーンは現場打ちPC造とした(図-5.1)。構造形式は耐震壁付きラーメン構造とし、耐震壁は現場打ちコンクリート造としてPCa部材構築後にコンクリートを打設した。

PCa部材で計画した柱には概ね4ケースある。オフィスゾーンには600×2,000mmの耐震壁として扱える規模の柱を外周部に配置し、内部には400×500mmの小柱を鉛直支持の役割として2本一組で配置した(図-5.2)。サポートゾーンには400×1,200mmの柱を2本組みにしたもの、さらにその柱間を耐震壁で繋いだH型柱を計画した。また、コラボゾーンとの境では2本の梁が1本の梁に集約されており、これを支持するための2,000×700mm長方形柱を計画した。

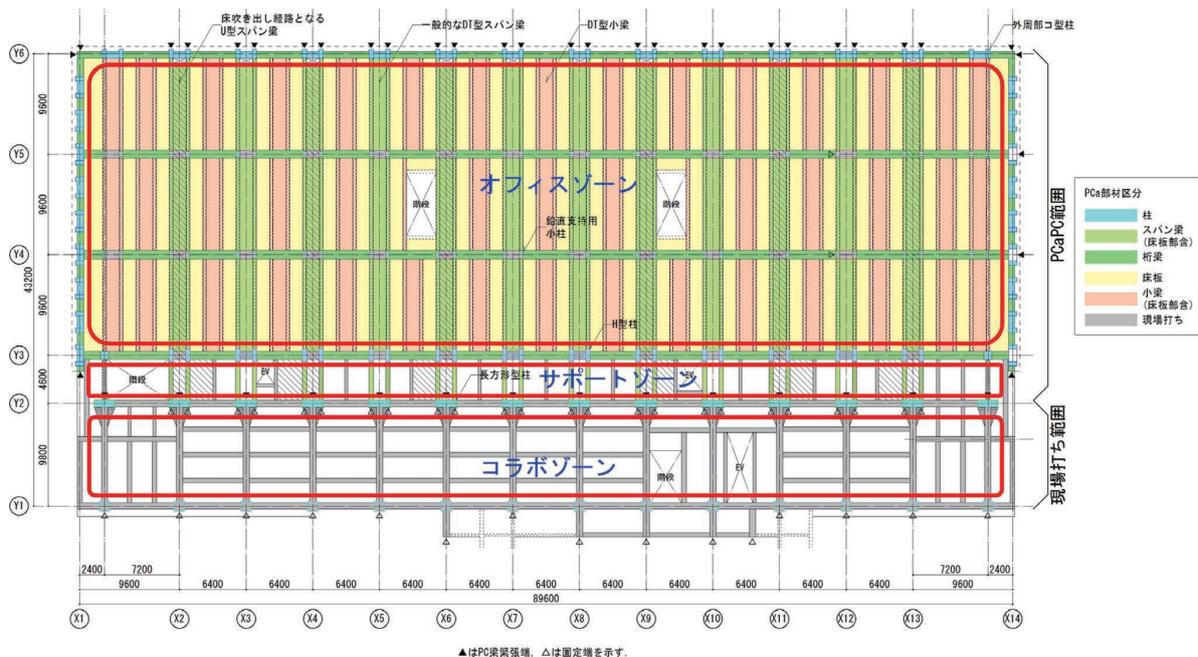


図-5.1 構造平面計画図

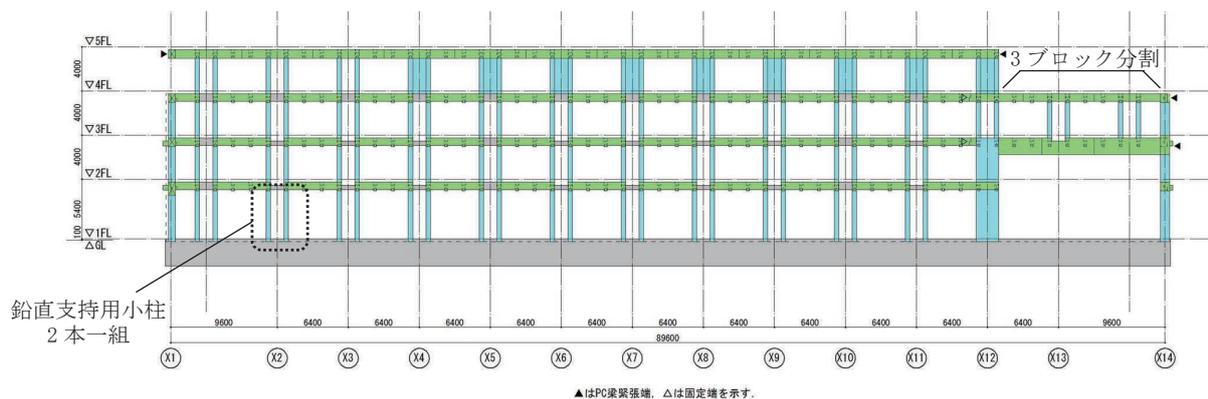


図-5.2 代表軸組図

張間方向梁はスパンが 9.6m のポストテンション部材としている。断面形状は、天井の意匠性から連続した DT 型梁をメインとし、一部床吹き出し空調のダクトとして利用した U 型梁 (図-5.3) を計画した。その間に架かる小梁も同様にプレテンション方式による DT 型とし、すべて同断面で計画することで連続した空間を構築した。なお、コラボゾーンは現場打ち RC 造としているが、大梁はスパンが 10m と比較的長いため PC 造とした。

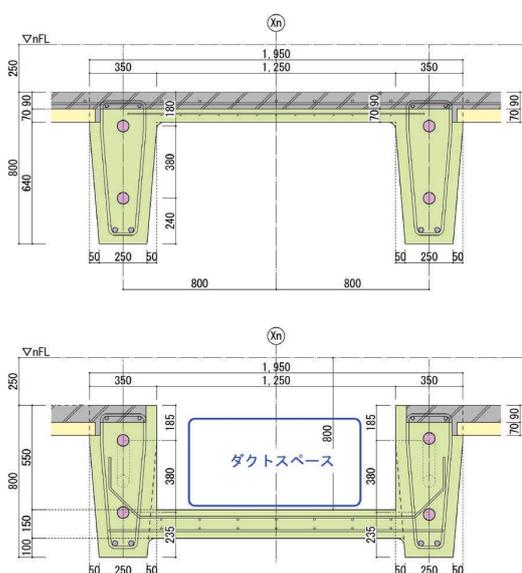


図-5.3 PCa スパン梁断面形状 (上段：一般部、下段：ダクト経路部)

### 5.4 PC 部材の設計

本建物は、大梁・柱・小梁において工場生産の PCaPC 部材を用いる圧着方式を採用した。

桁行方向の Y6 通りでは配線形状を直線とし、梁中央位置で接合するレンコン圧着工法を採用することで、外部に面する表情を統一した。大空間となる講堂上部 (3階 X12~14間) の大梁は、断面が大きいことから、クレーンの揚重能力に配慮して3分割し現場にて圧着した。原則フルプレストレスリングによる設計とし、Y1~2間の現場打ち PC 梁は PRC 設計とした。柱はいずれも PCaRC 部材である。PCa 部材のコンクリート強度は Fc60、現場打ち部は Fc36とした。

### 5.5 PC 部材の製作

PCa 部材の製作は、部材の種類や形状が多岐にわたるため、3工場にて行った。部材数量表を表-5.1に示す。部材総数は2,096ピースである。同じ部位でも部材形状の種類が多く、部材重量も大きく異なる。PCa 柱部材は幅が 700×2,000mm となる大断面の部材から、小径 400×500mm の部材までであるが、特徴的な部材としては耐震壁 (t = 350mm) と 2本

表-5.1 部材数量表

部位	部材数 (P)	部材重量 (t)	総重量 (t)
柱	442	1.6~18.9	3,396
スパン梁	256	1.5~15.1	1,951
桁梁	342	3.0~16.9	2,314
小梁	159	0.6~11.5	1,663
床	897	0.3~0.9	617
合計	2,096	Max 18.9	9,941

pC1シリーズ (コ型柱)	pC2シリーズ (H型柱, 組柱)	pC2Aシリーズ (鉛直支持小柱)
800 (600) × 2000	400 × 1200	400 × 500
16-D32 + 10-D25	6-2/2-12-SD32	4-2-8-D29
2 × D13-□@100 + D16-□@100	S13- 4 @100	D13-□@100

図-5.4 PCa 柱断面形状

の柱 (400×1,200mm) を一体化した H 型形状の柱部材がある (図-5.4、写真-5.2)。

柱部材は側面からコンクリートを打設するため、H 型形状の下端面に抜き勾配を、断面をふかす方向で設けて、脱枠時の付着による拘束を緩和した。ただし意匠的に見え掛かりになる面に抜き勾配が見えてしまうことを避けるため、Y 2～3 間の比較的設備配管などで隠れるスペースに抜き勾配の面を向けるよう配慮した。

スパン方向 (Y 方向) の PCaPC 大梁や小梁は、施工効率を高めるために、2 つの梁型の間に床板が取り付け付いた DT 形状の部材として製作を行った。執務室では天井を張らずに部材の質感をそのまま見せるため、初品の検査時に施主、監理者、施工者、および製作者にて部材の見上げの出来栄え確認を行い、仕上がりについて意識の統一を図った (写真-5.3)。

桁方向 (X 方向) の PCa 大梁は、仕口部を一体化した梁部材であり、連続する桁方向の部材とは梁中間部で梁主筋を機械式継手で接続する。そのため、梁主筋と柱主筋位置の関係や、隣り合う各部材の梁主筋の突出位置などを統一できるように事前に配筋の納まりの検討を行った。仕口部が小さく梁主筋の定着長さを確保することが困難な箇所では、上端筋と下端筋を U 字に連続させた配筋として、仕口部の配筋の混雑を緩和した。また、突出する梁主筋には現場で配筋するせん断補強筋や機械式継手を工場にて先行取り付けすることで、施工の効率化を図った (写真-5.4)。



写真-5.2 H 型柱建て方状況



写真-5.3 スパン梁製品検査状況



写真-5.4 スパン梁製品検査状況

## 5.6 PC 部材の架設計画

本建物は敷地上施工スペースに制約があり、設計当初は建物の南北にクローラクレーンを設置する計画としていた。工事計画上、近隣住宅との距離が近いことから、PCa 部材の搬入や荷取りにも制約が生じるため、メインとなる重機は2台の 600t タワークレーンを建物内部に設置することによってこの問題を解消した。敷地の北側の空地をトレーラーの搬入用の敷地とし、可能な限り PCa 部材の仮置きをしないよう搬入および架設計画を行った。図-5.5に架設計画図を示す。前述したように部材形状の種類が多く複雑な形状をした部材もあること、また、トレーラーの荷台から直接柱部材などは吊り上げ、吊った状態で建て起こしを行うため、揚重に際しては 10t 用の反転機を用いて効率化を図った。全体工期は2017年4月中旬～2019年1月の約21ヶ月、PC 工事の工期は2018年1月中旬～2018年6月の約4.5ヶ月とし、1フロア1ヶ月サイクルとして計画した。部材の建て方手順は設計段階において明確に決定し、図-5.6に示す施工手順を標準とした。

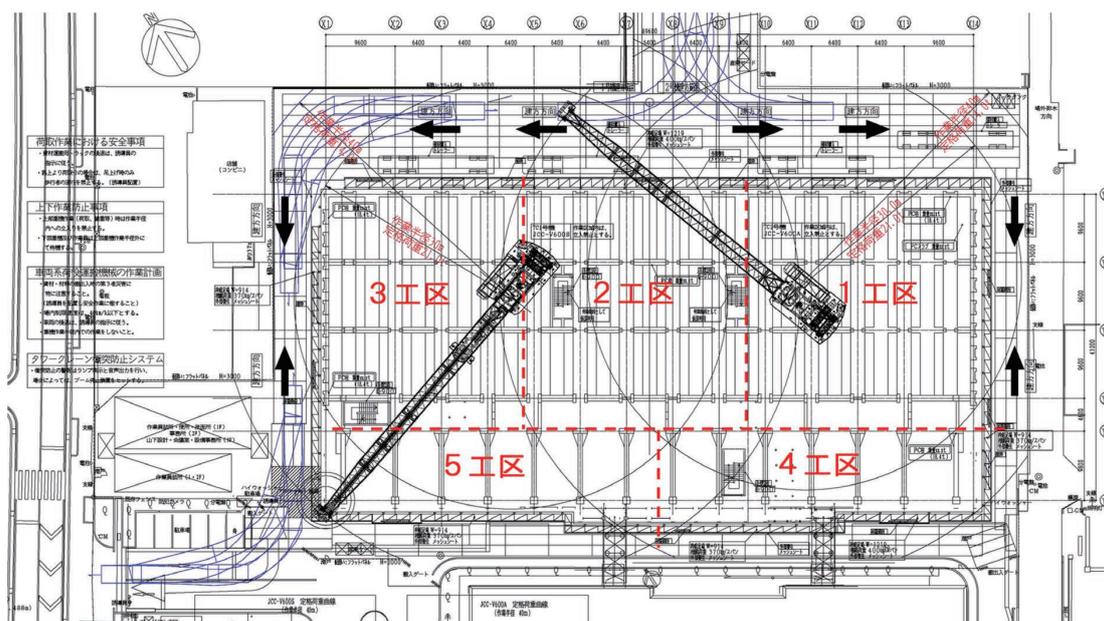


図-5.5 架設計画図

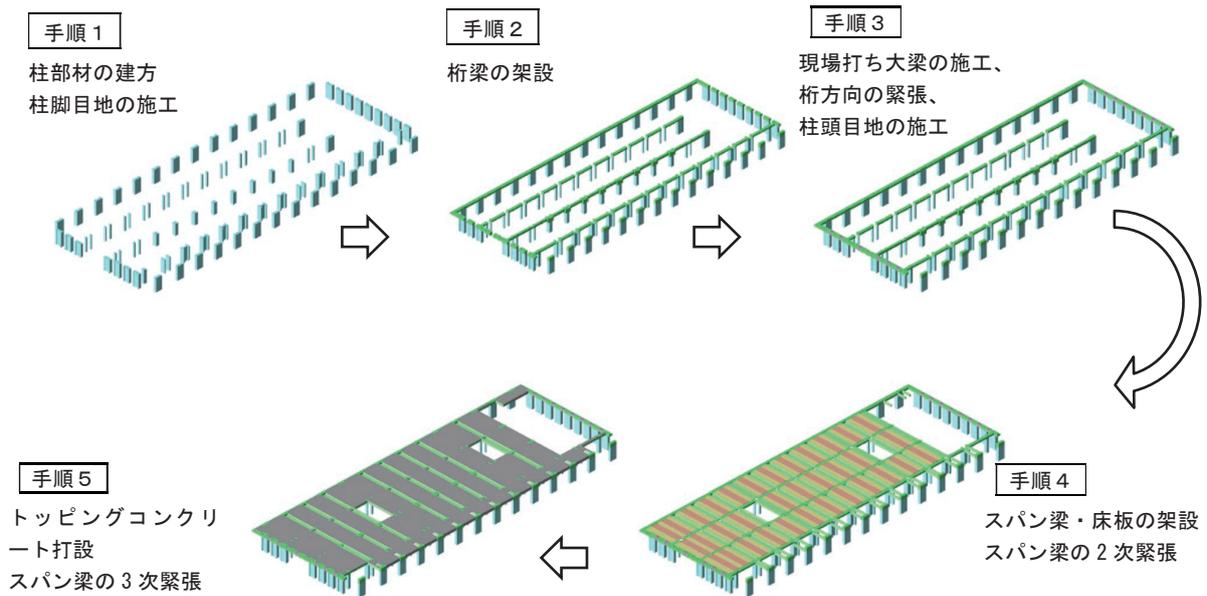


図-5.6 PCaPC 施工手順

桁行方向の Y 6 通りは約 90m の区間を PC 圧着接合した。プレストレス導入時の 2 次応力を発生させないため桁梁部材は仕口一体型とし、X 8 通の柱頭部目地以外は空目地のまま緊張を行った(図-5.7)。なお、直交方向のスパン梁が未架設の状態での緊張により、直交方向への拘束がほとんど期待できない状態であった。さらに化粧リブが取り付け断面形状であったため図心が偏心しておりプレストレスによる面外方向の変形が想定された。そのため、施工時の調整ケーブルを部材外の化粧リブ内に仮に配線し、本緊張用のケーブルと共に、面内方向の変形量を制御しながら同時に緊張した(写真-5.5)。その結果、緊張後の部材の建て入れ精度は材軸方向に±10mm 以下であった。なお、スパン梁が架設、緊張され建物が一体化された後は、その調整用ケーブルの緊張力を除荷し、PC ケーブルを撤去した。

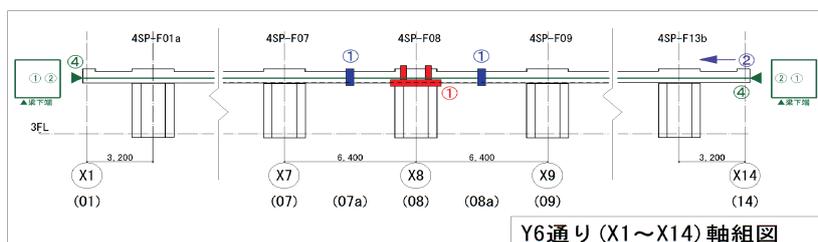


図-5.7 Y 6 通り緊張イメージ図



写真-5.5 化粧リブと調整ケーブル除荷後状況

## 5.7 おわりに

本建物では PCaPC 部材を採用することで、利用者にとって心地よい建築空間と、高品質な構造躯体を造り上げ、機能性・柔軟性・施工性を最大限に高めた PC 造システムにより、意匠、構造、設備の一体性を兼ね備えたワークプレイスを実現させた。

## 6. カンダホールディングス本社

### 6.1 はじめに

本計画は、本社機構を中心として関連部門を集約し、交通利便性の良い都心にコンパクトな活動拠点を設けることを目的とした総合物流商社の本社オフィスビル新築計画である。

本社新築計画にあたり、建築主より「①事業に対する環境配慮の姿勢を具現化した新本社としたい」「②狭小敷地でも駐車場を確保した上でフロア面積を最大化したい」「③地震に対する安全性はもとより安心感のある新本社としたい」という3つの要望があった。この要望に対して、建物の省エネルギー化や執務環境の向上を設計コンセプトとし、狭小敷地という制約条件の中で駐車場を確保しながらもフロア面積の最大化を図り、付加価値を創出するための空間を創造し、かつ安心感を提供することが構造的課題となった。この課題に対して、「PC 連層壁跳出し架構+免震構造+RC造」を採用することで解決を図っている。狭小敷地における大スパン跳出し架構の課題は、転倒を抑える十分な控え架構がとれず、地震時の引抜き力処理が難しいことである。そこで、免震構造を採用することで上部架構の地震力を低減し、引抜き力を抑えることで大スパン跳出し架構を成立させることとした。大スパン跳出し架構は、S造が一般的であるが、本計画ではオフィス空間に耐震要素を配置することが難しく、高い免震効果による安心感を確保するために、剛性・重量の確保を目的としてRC造を採用した。また、RC造大スパン跳出し架構を成立させるために「PC 連層壁跳出し架構」を考案している。これらの解決策により、フロア面積を最大化することで創出した空間を、外部環境負荷の低減と組織間のスムーズな交流を誘発する連続した半外部空間として活用し、高い環境性能と執務空間の快適性をもつ安心な新本社を実現した。また、「PC 連層壁跳出し架構」により創出した軒下空間は、駐車場としての機能に加えて外部に開けた空間として周辺環境との調和を図っている(写真-6.1、6.2)。



写真-6.1 建物外観

#### ■建物概要

建設地：東京都千代田区神田三崎町3-2-4

主要用途：事務所

建物規模：地上8階

建築面積：334.64m<sup>2</sup>

延床面積：2,157.61m<sup>2</sup>

建物高さ：33.2m

構造形式：免震構造（基礎免震）

構造種別：RC造（一部PC造）

架構形式：耐震壁付きラーメン構造

基礎形式：杭基礎

設計施工：(株)竹中工務店

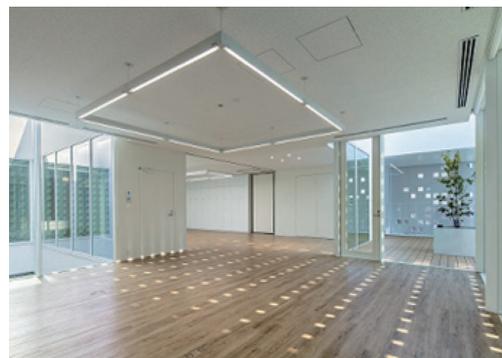
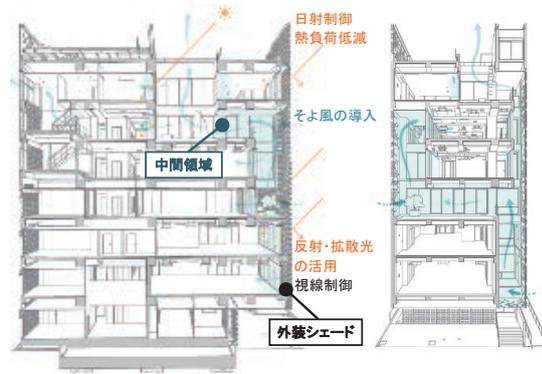
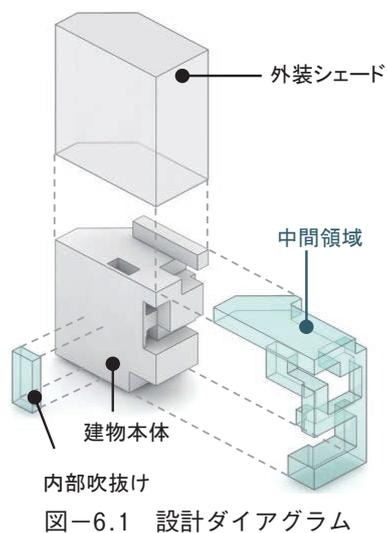
PC施工：(株)ピーエス三菱



写真-6.2 軒下外観

## 6.2 建物概要

本建物は、都心の狭小敷地に計画された地上8階建ての事務所ビルである。企業の顔となる本社オフィスとして、事業に対する環境配慮の姿勢を具現化した建築となるよう、建物の省エネルギー化や執務環境の向上を設計コンセプトとし、建物の中に創出した、外部環境負荷の低減と組織間のスムーズな交流を誘発する連続した中間領域により、高い環境性能と執務空間の快適性をもつ新本社を実現している（図-6.1）。建物西面の外装シェードは、日射制御・熱負荷低減・採光・通風・視線の制御等の環境性能を向上させる目的で、格子状のアルミパネルおよびGRC（ガラス繊維補強セメント）を採用している（図-6.2）。中間領域は、外装シェードにより緩和された柔らかい自然光とそよ風が巡る豊かな半外部空間となっており、小部屋を含むすべてのワークスペースと一筆書きのように連続させ、どの空間にも適度な光や風を取り入れる役割と従業員同士のコミュニケーションスペースとして活用されている（写真-6.3～6.5）。



### 6.3 構造計画概要

本建物は、フロア面積の約50%が跳出し架構という特徴的な構造である。架構形式は、X・Y方向共耐震壁付きラーメン架構とし、柱スパンはX方向3.2m~10.0m、Y方向2.85m~7.2mとしている。コンクリートは、上部架構応力に加えてひび割れ抑制を考慮して、Fc42~Fc48の高強度コンクリートを主として採用した。図-6.3に基準階床伏図、図-6.4にY方向代表軸組図を示す。

上部構造は、設計コンセプトを実現するために建物西側(前面)を6.8mの大スパン跳出し架構とし、フロア面積の最大化を図っている。構造種別は、大スパン跳出し架構を採用しているためS造が一般的であるが、免震効果を高めるために、剛性および重量の確保できるRC造を採用した。建物西側(前面)の6.8mの跳出し架構に対して、長期の重量バランスを考慮して建物東側(後面)についても6.0mの跳出し架構としている。この東西方向の跳出し架構は、壁厚300mm~350mmの連層壁により支持する形式とし、ひび割れ抑制のためにプレストレスを導入した。また、跳出し方向であるY方向の架構は、跳出し部と連続する連層耐震壁とすることで、建物のねじり剛性や軸剛性を高めるとともに、大地震時に免震装置に生じる引抜き力の抑制も兼ねている。建物南側に関しても、免震装置の長期軸力集約およびピット面積の縮減を目的として3.2mの跳出し架構としている。

基礎構造は、既存躯体解体および根切りの低減による建設廃棄物削減を目的として、免震装置下部を下部フーチング+マットスラブ、免震装置上部を上部フーチング省略+フラットスラブとし、免震ピットの最小化を図り、環境負荷の低減に配慮している。

免震装置は、免震効果を高めるために1基あたりの長期軸力最大化を目的として6基に集約した。さらに、既存杭を避けた配置として、既存杭解体・免震装置個数・杭本数を削減することで、環境負荷の低減を図っている。

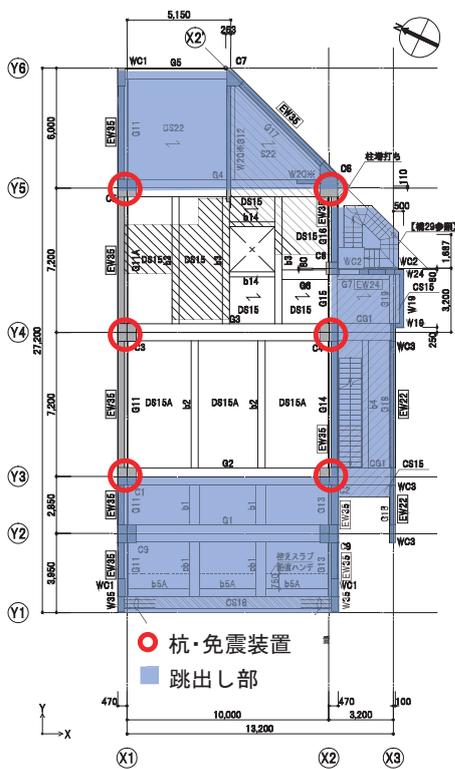


図-6.3 基準階床伏図

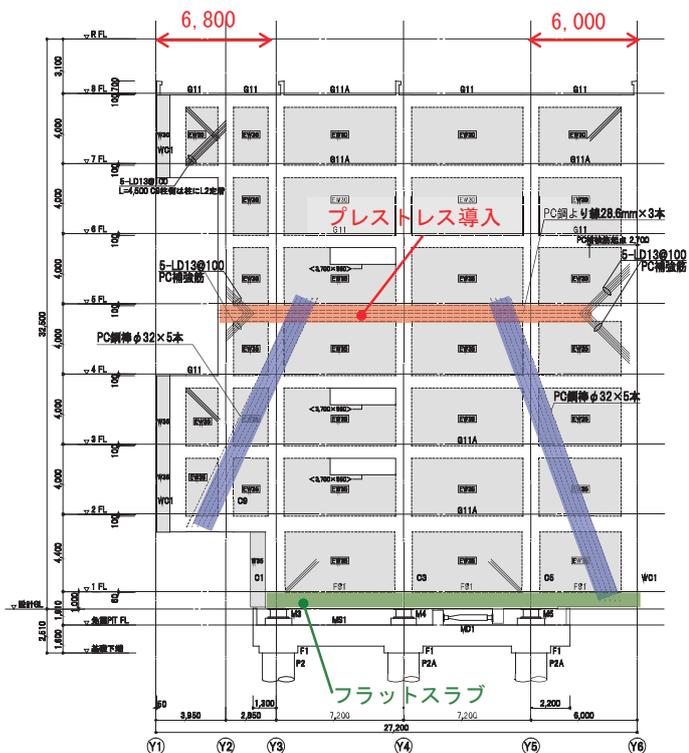


図-6.4 Y方向代表軸組図

### 6.4 プレストレス計画概要

大スパン跳出し架構には、跳出し部のせん断変形によるひび割れ抑制の目的で、長期応力をキャンセルする方向にプレストレスを導入した。

プレストレスの導入位置は、計画の初期段階で3案を比較検討した(表-6.1)。たわみ・応力・コスト・施工性を総合的に判断して、5階床レベルにてプレストレス力を与えることとした。

プレストレス力の設定は、躯体内にPC鋼材が納まる本数で、プレストレスによる応力が長期の壁負担せん断力を超えない範囲で行った。応力解析および納まり検討の結果、跳出し部連層壁内部には32φのPC鋼棒を5本、5階大梁には28.6mmのPC鋼より線を3本設置し、斜め方向に約2,500kN、水平方向に約1,650kNのプレストレス力を与える計画とした(図-6.5)。斜め方向のPC鋼材は、当初PC鋼より線を採用する計画であったが、配筋手順やPC鋼材設置時の形状保持など施工性を考慮してPC鋼棒を採用した。PC鋼棒はねじ式定着工法、PC鋼より線はくさび式定着工法を採用している。

跳出し部連層壁の設計クライテリアは、ひび割れ発生による長期たわみの増大を抑制するために、地震時上下動応答を考慮した設計応力に対してせん断ひび割れ強度以下を設定している。FEMによる応力解析の結果を図-6.6、図-6.7に示す。プレストレスを導入することで、長期引張応力を約50%低減、弾性たわみは約30%低減し、地震時上下動を考慮した応力に対しても設計クライテリアを満足している。

表-6.1 プレストレス力導入位置比較

	5階PS導入案	8階PS導入案	5階、8階大梁PS導入案
検討モデル			
たわみ	○	○	△
応力	○	○	△
コスト	○	△	○
庭工性	○	△(防水工事絡む)	◎
総合	○	△	△

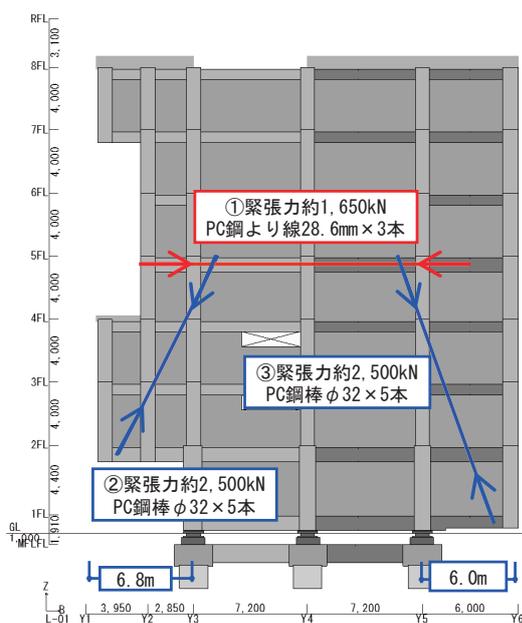


図-6.5 設定プレストレス力

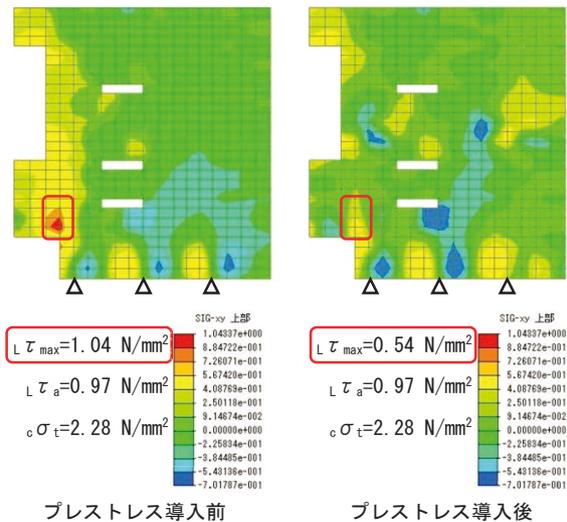


図-6.6 PS導入前後 X1通り長期応力図 (N/mm<sup>2</sup>)

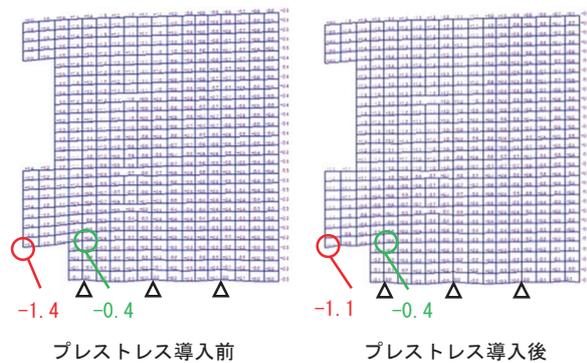


図-6.7 PS導入前後 X1通り長期変形図 (mm)

## 6.5 施工計画の工夫

連層壁内部のPC鋼棒は、斜め方向に配置されるため柱梁配筋と複雑に干渉する。そのため、計画初期の段階でBIMを活用した検討を行い、問題点の抽出および解決を早期に行うことで、手戻りが無く施工精度の高い工事を実現している(図-6.8)。

本計画では、施工条件により梁配筋は落とし込みでの施工としているため、PC鋼棒設置は梁配筋の後となる。そのため、柱筋組立時にフープ筋をPC鋼棒に干渉しない正確な位置に配置する必要があり、シース管(49φ)と同径のダミー単管パイプ(φ48.6)を仮設で設置することで、フープ筋の位置決めを行った(写真-6.6)。また、PC鋼棒頂部にはテンプレートを設置し、PC鋼棒端部には固定治具を取り付けてダミー単管パイプを固定することで、フープ筋と干渉せず、PC鋼棒の水平・鉛直精度を確保する工夫を行っている(写真-6.7)。

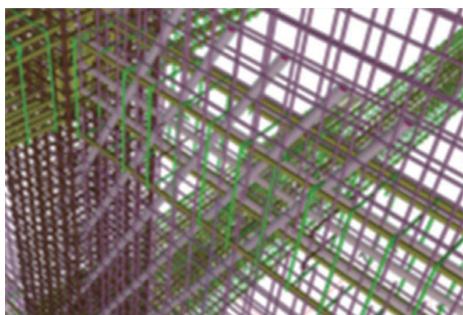


図-6.8 PC鋼材・配筋納まり検討(BIM) 写真-6.6 仮設単管パイプ 写真-6.7 頂部テンプレート

## 6.6 おわりに

本計画では、都心の狭小敷地に建つオフィスにおいて、プレストレストコンクリートの利点を活かしたPC連層壁跳出し架構を採用することで、高品質・高耐久性の躯体を造りあげるとともに、大スパン跳出し架構により創出した空間を有効に活用し、高い環境性能と執務空間の快適性をもつ社会にも働く人にも優しい建築デザインを実現した。



写真-6.8 執務空間



写真-6.9 建物外観夜景

# NEXCO におけるリニューアル工事の取組み

## —社会的影響の低減、耐久性向上—

東日本高速道路(株)	広瀬 剛
中日本高速道路(株)	長田 光司
西日本高速道路(株)	横山 和昭
(株)高速道路総合技術研究所	長谷 俊彦
(株)高速道路総合技術研究所	萩原 裕樹

### 1. はじめに

東・中・西日本高速道路(株) (以下、NEXCO という) が管理する高速道路は、延長約 9000km に達している。また、供用から30年以上を経過した路線も急増し、約 4 割 (約 3700km) を占めており、老朽化の進展とともに厳しい使用環境による変状の増加や新たな変状の発生などが顕在化してきている。このような背景のもと、NEXCO では、「高速道路資産の長期安全および更新のあり方に関する技術検討委員会」(委員長: 東京大学工学系研究科総合研究機構 藤野陽三特任教授 (当時)) における検討結果を踏まえ、今後の大規模更新・修繕の計画を公表した<sup>1)</sup>。

委員会の検討結果などを踏まえ、2015年 3 月25日に国土交通大臣より特定更新等工事の事業許可を得て、2015年度より高速道路におけるリニューアル工事を鋭意実施している。

2019年度の PC 技術講習会では、床版取替工事におけるプレキャスト壁高欄の採用や鋼鈹桁橋における外ケーブル補強、床版 2 分割施工などについて紹介した。本稿では、それ以降に実施した、床版 3 分割施工やプレキャスト床版を用いた PC 合成桁の床版取替え、端部床版のプレキャスト化など社会的影響の低減や耐久性向上を目的とした取組みについて紹介する。

### 2. リニューアル工事の事例紹介

#### 2.1 壁高欄先行施工の採用<sup>2)</sup> ~東北自動車道 岩堰橋~

##### 2.1.1 工事概要

東北自動車道平泉前沢 IC~水沢 IC 間に位置する岩堰橋 (図-1、表-1) は、橋長 57m の鋼 2 径間連続非合成鈹桁橋で RC 床版である。供用から約40年が経過し、老朽化や大型車の増加、凍結防止剤の散布などの影響により RC 床版の劣化が進んでいることから床版取替工事を実施した。

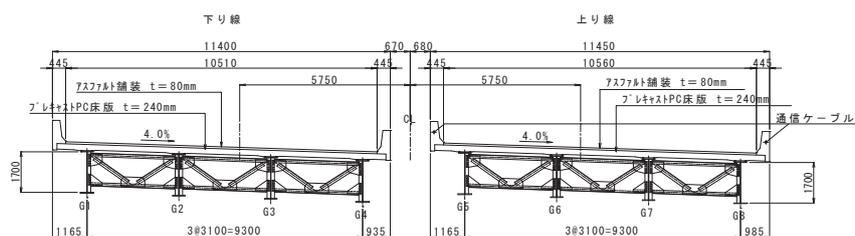


図-1 標準断面図

図-2に本工事の床版取替工における現場での施工フローと施工量の削減と効率化の項目を示す。本章では、施工の効率化を目的とした取組みのひとつである、壁高欄をPC床版仮置き時に施工した事例について報告する。

### 2.1.2 壁高欄の先行施工

岩堰橋(下り線)では、壁高欄に通信ケーブルが配置されていないため、現場での施工量の削減を目的にプレキャストPC床版仮置き時に壁高欄を施工した。プレキャストPC床版の壁高欄は、PC床版据付け後、プレキャスト壁高欄を設置し、地覆部をモルタルにて充填する方法が一般的であるが、本工事では、プレキャストPC床版の仮置きヤードにて壁高欄まで施工した後に壁高欄と一体となったプレキャストPC床版を架設する方法を採用した(写真-1)。

PC床版は、岩手県北上市のPC工場にて製作し、一関IC内の駐車場に運搬して仮組立てした後、地覆および壁高欄を先行施工した。仮組立て用の支保工は、道路線形(平面、縦断勾配、横断勾配)に対応できるものとした。また、支保工の組立解体の作業性を考慮し、クサビ式支保工を採用し、鋼桁の上フランジをH形鋼で再現した(写真-2)。なお、岩堰橋は平面線形により主桁が橋脚部で折れているため、事前にレーザースキャナによる3次元測量を実施し、仮組立ての支保工配置に反映させた。



写真-1 床版仮置き状況



写真-2 支保工組立状況

表-1 橋梁諸元

橋梁形式	鋼2径間連続非合成鉄桁橋
橋長	57.160m
支間割	2 @28.100m
総幅員	上り線：11.450m、下り線：11.400m
有効幅員	上り線：10.560m、下り線：10.510m
供用時期	1977年

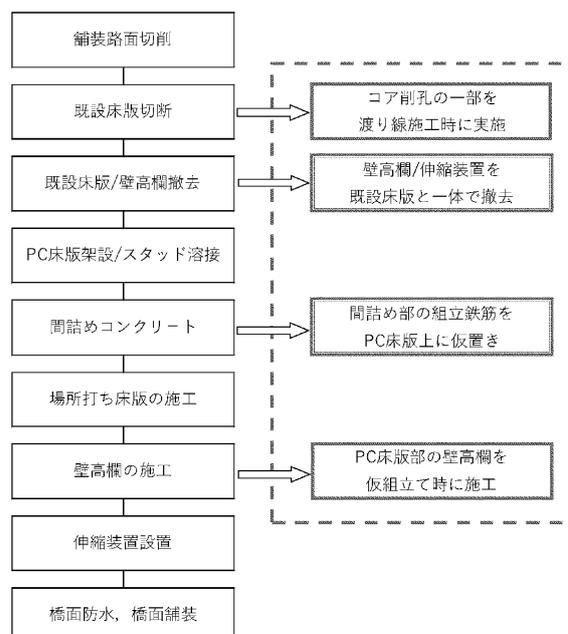


図-2 施工フローと施工効率化項目

## 2.2 床版3分割構造の採用<sup>3)</sup> ～北陸自動車道 高瀬橋～

### 2.2.1 工事概要

北陸自動車道の高瀬橋(表-2、図-3)は中之島見附IC～長岡JCT間に位置し、長岡JCT

のオフランプ1車線を含む合計3車線の鋼3径間連続鉄桁橋である。供用から約40年が経過し、老朽化や大型車の増加、凍結防止剤の散布などの影響によりRC床版の劣化が進んでいることから床版取替工事を実施した。

表-2 橋梁諸元

橋梁形式	鋼3径間連続非合成鉄桁橋
橋長	111.014m
支間割	33.007m + 44.001m + 33.007m
総幅員	床版取替え前：15.500m、床版取替え後：15.400m
有効幅員	床版取替え前：13.000m、床版取替え後：13.880m
供用時期	1978年

高瀬橋（上り線）の工事を実施するにあたり、対向車線（下り線）を使用した片側1車線の対面通行規制とした場合、北陸自動車道新潟西IC～長岡JCT間の交通量は39千台/日と新潟地方としては比較的多く、規制期間中は上下線ともに連日2～6km程度の渋滞が予想され、渋滞後尾などにおける交通事故の発生も懸念された。

そのため、交通量の多い時間帯における渋滞発生を避けるためには、通行可能車線を2車線確保する必要があった。そこで、渋滞を発生させない施工方法として、上り線の床版を幅員方向に3分割（以下、左側路肩～ランプ部の施工は「1期施工」、走行車線部の施工は「2期施工」、追越車線～右側路肩部の施工は「3期施工」という。）する方法で1車線分相当の常設作業帯を確保するとともに、時間帯ごとに車線規制区間を切り替えることで、交通量に応じた通行車線の確保を行った（図-4）。

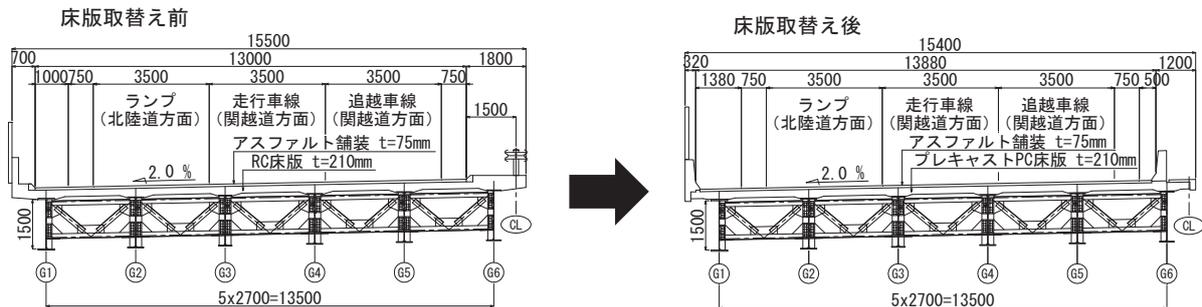


図-3 標準横断面図

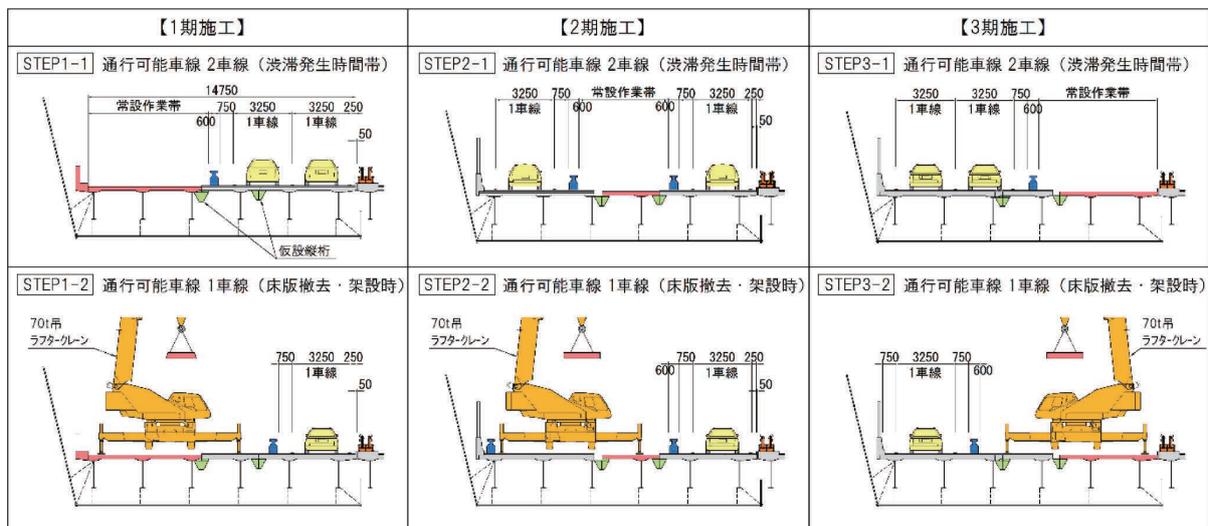


図-4 床版取替え手順

## 2.2.2 床版取替工

### (1) プレキャスト PC 床版の設計

幅員方向に3分割した新設床版は、橋軸方向はRC構造、橋軸直角方向はPRC構造の1方向プレキャストPC床版とした。3分割した床版の分割位置では、既設床版の張出し長が長く不安定となるため、床版取替え完了後まで仮設縦桁を設置することとした(写真-4)。なお、仮設縦桁は新設床版設置時の高さ調整の受け架台としての役割、また、橋軸直角方向接合部の間詰めコンクリート施工時に床版の振動を抑制するための補強材としての役割も兼ねている。仮設縦桁の設置は、既設の対傾構は撤去せず、主桁間の仮設横桁を通し連結する構造とし、クレーンの脚最大反力(300kN)に抵抗可能な剛性を確保した。



写真-4 仮設縦桁・仮設横桁の設置

分割したプレキャストPC床版には、ポストテンションケーブル挿入用のシースを設け、3期施工時に設置する床版(以下、3期床版)設置後、3分割したプレキャストPC床版と間詰め部を含む床版全体にプレストレスを導入し、耐久性向上とおのこの床版の一体化を図った。ポストテンションケーブルには、耐食性に優れたプレグラウトPC鋼材(1S21.8)を採用し、緊張後に確実なグラウト充填が可能なよう、曲げ上げ・曲げ下げを行わない直線配置とした。プレストレス導入は上り線と下り線との離隔が少なく、緊張ジャッキが設置できないことから、路肩側からの片引きとした。3期施工時においては、1期施工時に設置したPC床版(以下、1期床版)と2期施工時に設置したPC床版(以下、2期床版)との間詰め部が一時的にRC断面で交通開放することになるため、耐久性が低下することが無いよう、間詰め部の鉄筋量を増加(2mあたりD13-12本からD16-14本に増加)させ、曲げひび割れ幅を $0.0035c$ ( $c$ :かぶり)に制限する設計とした。間詰めコンクリートには、膨張材のほか、ポリオレフィン系補強繊維や速硬性混和材を用いることにより、乾燥収縮ひび割れの抑制を図った。

### (2) 床版相互の接合構造

図-5に床版相互の接合構造を示す。橋軸方向の床版相互の接合部(橋軸方向接合部)は、従来からプレキャストPC床版の継手で用いられているRCループ継手とした。床版取替え後のプレキャストPC床版は、死荷重増加に伴う主桁応力の増加を避けるため、既設床版厚と同じ床版厚とした。そのため、接合構造は床版厚の低減が可能な

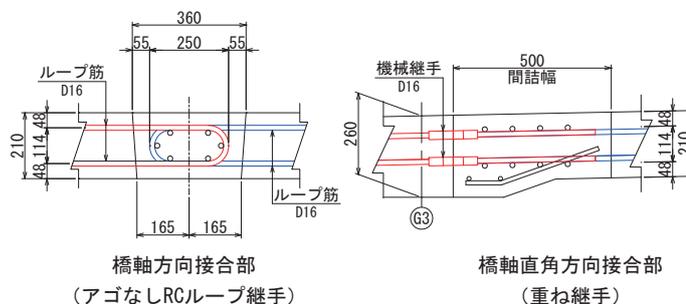


図-5 床版相互の接合構造

アゴなしRCループ継手とした。橋軸直角方向の床版相互の接合部(橋軸直角方向接合部)は、床版の拡幅工事などで一般的に用いられる重ね継手を採用した。

写真－5に1期床版－2期床版間の配筋状況を示す。重ね継手部においては、先行して設置するプレキャストPC床版側を機械式継手とし、あと施工側のプレキャストPC床版設置後に機械式継手の接続を行うことで床版設置時の作業性を確保した。

### 2.2.3 桁端部のプレキャスト床版の採用

全幅員を一括で床版取替えを行う方法に対し、本工事では3分割で取り替えることで、取替え工事期間が長くなることから規制期間短縮のために、桁端部にてプレキャストPC床版を採用した。桁端部は複雑な形状を有する部位であり、場所打ちPC床版とするのが一般的であるが、本工事では桁端部においてもプレキャストPC床版を用いて工程短縮を図った(写真－6)。

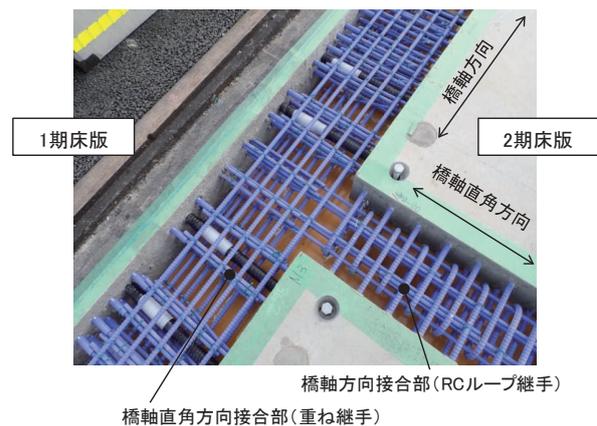
### 2.2.4 ロードジッパーシステムの採用

交通量の多い朝の通勤時間帯は通行可能車線を2車線とするため、工事期間中は早朝、昼間と1日2回車線規制帯の変更作業が必要であった。この頻繁な車線規制帯の変更作業においては、防護柵切替え車両(Barrier Transfer Machine、以下、BTM)を用い、コンクリート製防護柵を移動させるロードジッパーシステムにより実施した(写真－7)。

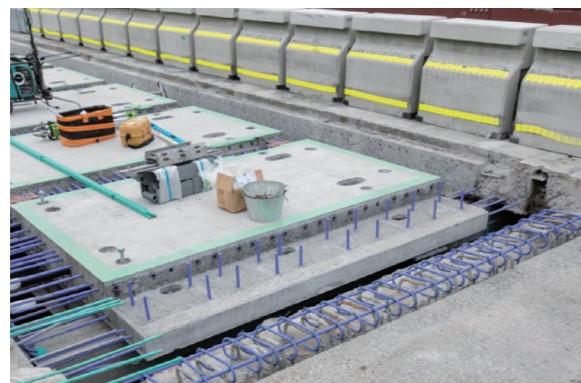
渋滞発生時間帯(平日の場合12:00)が終了後、コンクリート製防護柵を橋軸直角方向へ横移動(車線シフト)させ、2車線通行可能な車線を1車線通行可能な車線へ変更する。

一方、渋滞発生時間帯(平日の場合7:00)

が始まる前には逆の手順でコンクリート製防護柵を横移動させ、2車線を確保した状態へシフトする。BTMは、コンクリート製防護柵を移動させながら5~10km/h程度で走行可能であり、今回使用の防護柵延長(250m程度)での車線切替え作業時間は3分程度であった。



写真－5 間詰め部の配筋



写真－6 桁端部プレキャスト床版



写真－7 車線シフト作業

## 2.3 ステンレス鉄筋を用いた2期分割施工<sup>4)</sup> ～中央自動車道 平出高架橋～

### 2.3.1 工事概要

中央自動車道の平出高架橋（表-3、図-6）は、岡谷JCT～伊北IC間に位置する鋼4径間連続非合成鈹桁橋である。当該区間は1981年の供用開始から約40年が経過しており、老朽化や大型車の増加、凍結防止剤の散布などの影響によりRC床版の劣化が進んでいることから床版取替工事を実施した。

表-3 橋梁諸元

橋梁形式	床版取替え前：鋼4径間連続非合成鈹桁橋 床版取替え後：鋼4径間連続合成鈹桁橋
橋長	150.184m
支間割	33.016m + 41.627m + 41.611m + 33.008m
総幅員	10.150m
有効幅員	床版取替え前：8.500m、床版取替え後：9.260m
供用時期	1981年

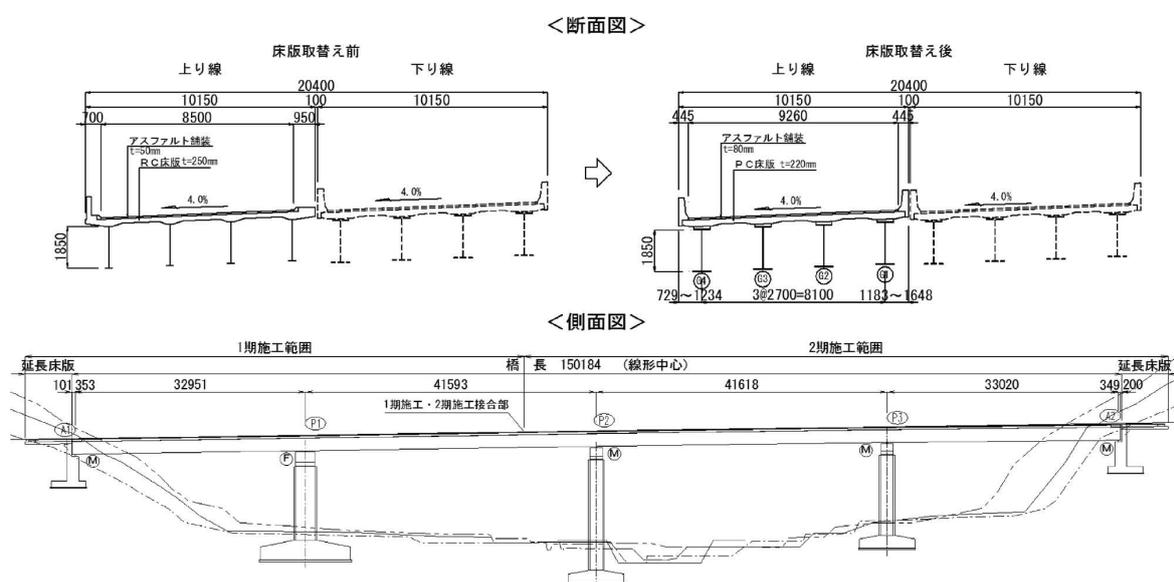


図-6 橋梁一般図

対面通行規制の実施時期については、交通渋滞による社会的な影響を低減するために、GWや夏休み期間、秋の行楽シーズンなど交通量の増加する期間、および雪氷期間や他路線での大型集中工事期間を避けた日程で規制を計画する必要がある。当該区間では1回の連続規制が45日程度に限られる。架橋位置からも夜間や土日・祝日の作業が制限されることから、1回の規制期間ですべての工事を完了させるには日数が不足することから2回の規制期間で施工を行う2期分割施工を実施した。

### 2.3.2 接合部の設計

プレキャストPC床版の接合構造は、エンドバンド鉄筋（端部に鋼製バンドを圧着した鉄筋）を用いる構造とした。プレキャストPC床版の耐久性向上、凍結防止剤散布による塩害対策として、エポキシ樹脂塗装鉄筋、および高炉スラグ微粉末6000を50%置換したコンクリートを使用した。これらの対策は、現場で施工する床版間詰め部、壁高欄にも適用した。

床版取替えは2期分割施工するため、1期施工終了時はプレキャストPC床版と既設RC床版を接合した状態で約半年間交通開放させる必要がある。また、2期施工の開始時には、1期に施

工した新旧接合部のコンクリートをウォータージェット（以下、WJ）により、はつり出す必要があるが、WJはつりによるプレキャストPC床版の接合部鉄筋のエポキシ樹脂塗装の損傷が危惧される。そのため、鉄筋の損傷対策として1期施工で最後に架設する床版（既設RC床版に接合される床版）の軸方向鉄筋にステンレス製のエンドバンド鉄筋を採用した。ステンレス製のエンドバンド鉄筋を採用するにあたり、ステンレス鋼管とステンレス鉄筋の圧着試験および圧着後の引張試験を実施し、エンドバンド鉄筋としての性能を確認した。また、新旧接合部の構造としては、U字型に加工したエンドバンド鉄筋を、既設RC床版からはつり出した既設鉄筋に定着させる構造とした（図-7）。

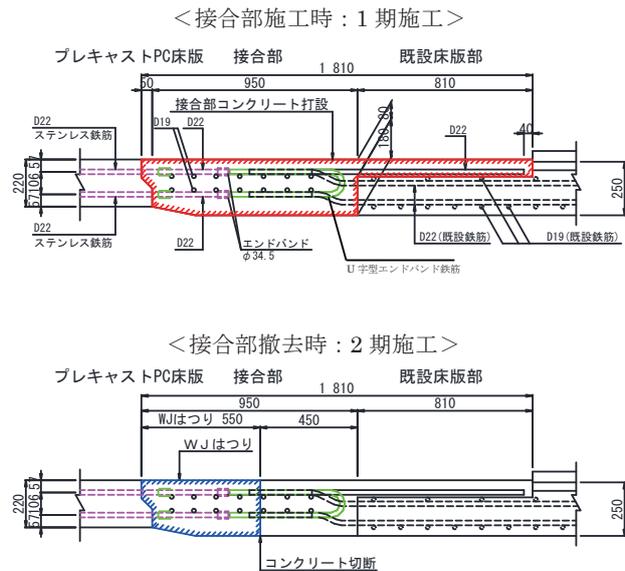


図-7 接合部構造図

### 2.3.3 接合部の施工

プレキャストPC床版と既設RC床版の接合部を施工するにあたり、まず、既設RC床版のコンクリートをはつり出し、鉄筋継手に必要となる既設鉄筋を露出させた。接合部の既設鉄筋は、一部で腐食している箇所があったものの、全般的に健全な状態であった。その後、プレキャストPC床版との接合部鉄筋の組立て（写真-8）、接合部コンクリートの打設を行った。なお、接合部に配置した補強鉄筋は短期間の使用であるため普通鉄筋を用いた。

2期施工時の接合部をはつり出す作業に関しては、まずプレキャストPC床版の接合部鉄筋付近をコンクリートカッターで切断した後、WJにより接合部コンクリートをはつり、ステンレスエンドバンド鉄筋を露出させた（写真-9）。また、壁高欄についても床版と同様にWJはつりにより鉄筋を露出させた。このように、プレキャストPC床版の軸方向鉄筋にステンレス鉄筋を用いることで、鉄筋を損傷させることなく接合部を撤去し、2期分割施工を実施することができた。



写真-8 接合部鉄筋の配置



写真-9 接合部はつり後状況

## 2.4 PC 合成桁の床版取替工事<sup>5)</sup> ～中央自動車道 上田川橋～

### 2.4.1 工事概要

中央自動車道の上田川橋(表-4、図-8)は園原IC～中津川IC間に位置し、支間長約30mのPC単純合成桁が4連からなる橋梁である。供用後約40年を迎える本橋は既設RC床版が著しく損傷し、更新が必要な状態にあった。

これまでのPC合成桁の床版取替は、現場打ち床版による打替えが主流であつたが、既設床版の鉄筋はつり出しに時間と労力を費やし、また新設床版の現場施工は天候に左右されるなど、対面通行規制を要し限られた期間内に完了しなくてはならない床版取替えには適さない工法であった。

本章では、PC合成桁の床版取替えへのプレキャスト床版の適用、および走行性の改善と漏水対策のためのノージョイント化を目的としたリンクスラブの適用について報告する。

表-4 橋梁諸元

橋梁形式	床版取替え前：PC単純合成桁橋×4連 床版取替え後：PRC4径間連結活荷重合成桁橋
橋長	125.000m
支間割	31.198m + 30.698m + 31.698m + 31.198m
総幅員	10.770m
有効幅員	床版取替え前：8.500m、床版取替え後：9.610m
供用時期	1975年

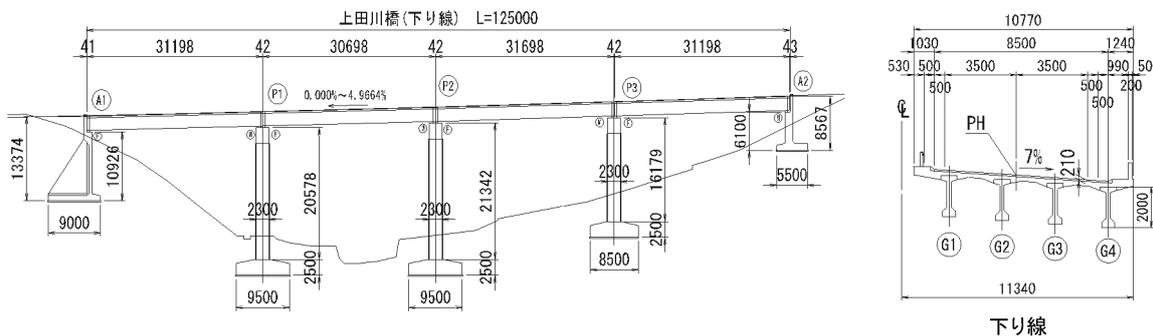


図-8 橋梁一般図

### 2.4.2 PC 合成桁へのプレキャスト床版の適用

#### (1) プレキャスト床版の概要

当初計画時の床版取替え方法は、標準的な現場打ちRC床版で打替えるものであった。その場合、既設主桁から突出しているスターラップ、ずれ止め鉄筋をWJではつり出して再利用し、ハンチ筋については床版撤去とともに一度切断し、エンクローズ溶接により復旧する必要があった(図-9)。

この方法では、床版撤去に時間を要し、限られた交通規制期間内に床版取替えを完了できないことから、プレキャスト床版を用いる計画に変更した。

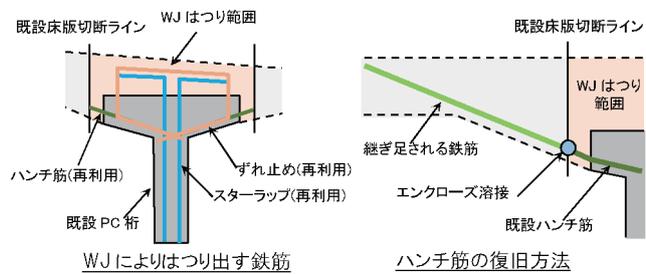


図-9 床版打替え時のはつり出し(当初計画時)

プレキャスト床版による床版取替え手順を以下に示す(図-10)。

- ① 既設床版を既設 PC 桁の上フランジに沿って、コンクリートカッター(鉛直方向)とワイヤソー(水平方向)で切断・撤去する。PC 桁から突出しているずれ止め鉄筋なども併せて切断する。
- ② 既設 PC 桁の上フランジ天端に、無機系あと施工アンカーでずれ止め鉄筋を設置する(実施工では先行削孔し、鉄筋の設置はプレキャスト床版設置後とした)。
- ③ プレキャスト床版を架設し、プレキャスト床版と主桁上フランジの境界面に超速硬性無収縮モルタルを充填する。プレキャスト床版内のずれ止め鉄筋用の孔も同じく無収縮モルタルで充填する。

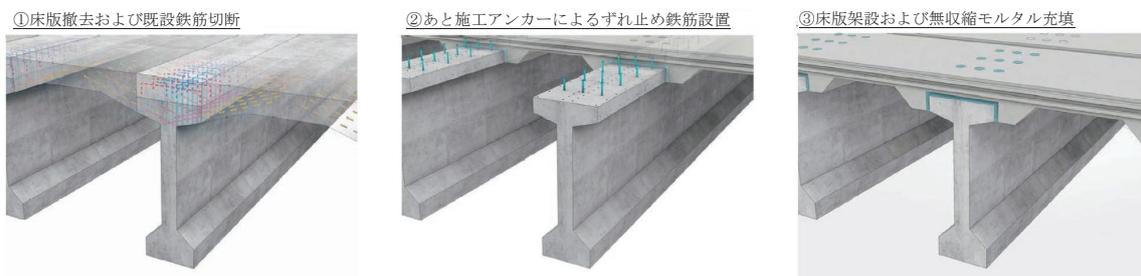


図-10 プレキャスト床版による床版取替手順

図-11にプレキャスト床版と既設 PC 桁との接合部の概要を示す。主桁上フランジに設置されるあと施工アンカーは D22とし、フランジへの根入れは  $7d$  を確保することとした。また、既設 PC 桁の上フランジを取り囲むように無収縮モルタルを充填することとした。無収縮モルタルの標準厚さは、鋼桁の場合の標準的な厚みと同じく  $40\text{mm}$  とし、誤差が生じても最小値  $20\text{mm}$  を確保する計画とした。また、上フランジ側面部の充填モルタルの長期的な落下対策として、プレキャスト床版側にせん断キーを設けている。

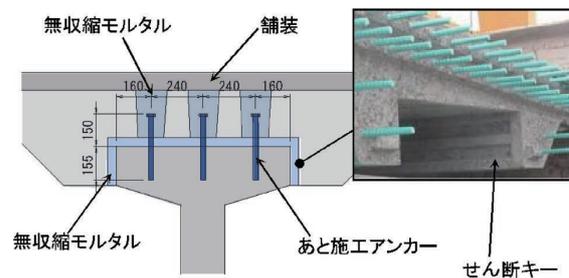


図-11 床版と桁の接合部

## (2) プレキャスト床版の構造的特徴

既設合成桁は、上フランジの一部が床版ハンチ内に埋め込まれた形式である。主桁上にプレキャスト床版を設置する場合の床版形式としては、図-12の A 形状や B 形状が挙げられるが、A 形状の場合は、主桁近傍で負曲げに対する床版厚が不足して構造が不成立となる。一方、B 形状の場合は、既存の橋面高よりも、ハンチ厚分だけ橋面高が高くなり伸縮装置部や縦断線形への影響が大きく、適用が困難であった。そこで、標準床版厚  $220\text{mm}$  を確保した床版の下に突起を設け、既設主桁の上フランジを帽子(以下、キャップ)のように取り囲む形状とした。このような形状とすることで、キャップがストラットとして機能して、負曲

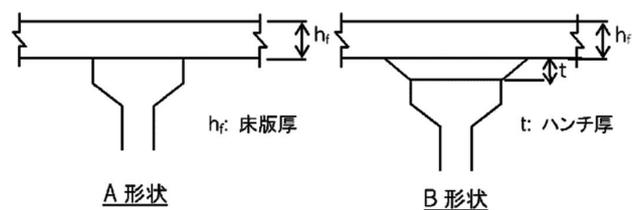


図-12 一般的なプレキャスト床版の形状

げによる床版の変形を抑制できる。床版上縁の引張応力度（橋軸直角方向）の低減効果はFEM解析により確認した（図-13）。結果として、主桁フランジ上においても最小床版厚 220mm で床版の構造を成立でき、ハンチ厚の分、路面高さが高くなることを回避できた。

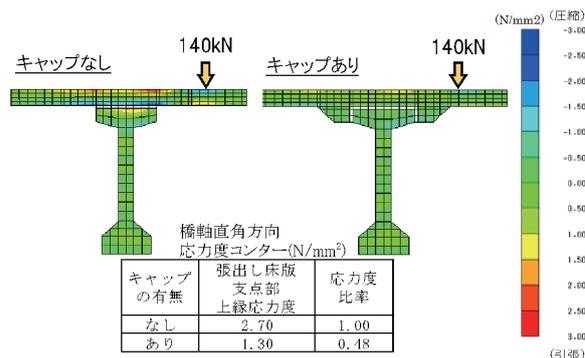


図-13 キャップ形状の効果

### 2.4.3 既設合成桁の床版連結

当初計画では、単純桁を4径間連続化し、ジョイントレスによる走行性の改善と漏水対策を行う予定であった。内外PCケーブルを併用して、床版取替えと同時に現場プレストレスを導入するというものであったが、限られた交通規制期間内で施工を完了させるためには、現場作業量を縮減する必要があった。そこで連結部をプレキャスト化し、床版のみを連結するリンクスラブを採用した（図-14）。

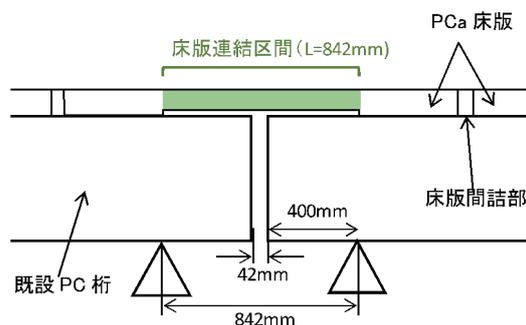


図-14 床版連結の概要

リンクスラブによる連結化は、断面力の状態が単純桁に近くなる特徴がある。図-15に連結化の場合の活荷重による曲げモーメント分布を示す。連結構造では、支点部において負曲げが約85%低減されていることが分かる。これにより、既存構造（単純桁）の挙動を変えることなく、ジョイントレス化を実現している。

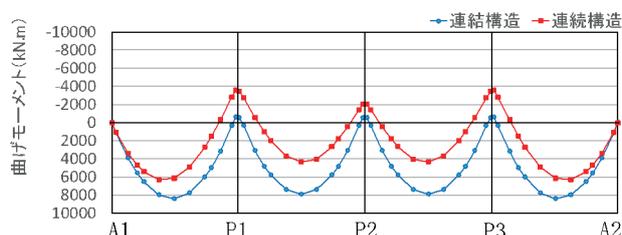


図-15 活荷重による曲げモーメント

連結化によって支点部の負曲げは小さくなるものの、リンクスラブ区間は床版のみの断面で抵抗するため、橋軸方向の上縁応力度がひび割れ発生限界を超過する。床版の長期耐久性を確保するため、床版コンクリートにひび割れを発生させないことを要求性能とし、支点上の3枚のプレキャスト床版に対して橋軸方向プレストレス力を与えることとした。

プレキャスト床版は、橋軸直角方向にはプレテンション方式（IS15.2）でプレストレス力が導入されているため、主方向にもプレストレス力を与えるためにNAPP鋼棒を採用した。計算上必要とされる橋軸方向のプレストレス力は1主桁あたりNAPP60Tユニット（導入プレストレス力=620kN相当）が6本である。このようにすべてのプレストレス力導入作業は工場で行うため、現地での緊張作業がなくなり、現場施工量の縮減に大きく寄与している。

### 2.4.4 施工

#### (1) 施工手順

令和元年5月～7月まで本橋の下り線 A1～P2 区間の床版取替工事を実施した。本橋では、

サイクル施工とはせず、A1橋台側に400tクレーンを、P2橋脚側に220tクレーンを配置して、施工範囲のすべての既設床版をワイヤソーなどで撤去した後に、新設プレキャスト床版をP2からA1に向かって1方向の架設とした。プレキャスト床版による施工は、従来工法と比較して約3倍程度早く施工できると試算している。

## (2) プレキャスト床版の架設およびモルタル充填

施工に先駆けて3Dスキャナを用いて、プレキャスト床版のキャップと既設主桁フランジとの取合いを確認し、無収縮モルタル厚を推定した。既設PC桁の設置精度に起因して、最小モルタル厚を確保できない箇所が確認されたため、フランジ上面については橋面計画高を再設定することで対応した。架設前にモルタルの妻型枠としてシールスポンジを設置し、すべての隅角部にはエア抜きホースおよび充填検知センサーを配置してモルタル充填を管理した(写真-10)。



写真-10 モルタル充填部

## (3) ずれ止め鉄筋の施工

ずれ止め鉄筋は、プレキャストPC床版架設前に削孔および孔内清掃のみを行い、プレキャスト床版架設後に無機系あと施工アンカーにて設置した。耐久性照査を踏まえて、ずれ止め鉄筋のうち床版上面側にエポキシ樹脂塗装を施工している(写真-11)。なお、プレキャスト床版内に配置される鉄筋についても、同照査の結果、すべてにおいてエポキシ樹脂塗装鉄筋としている。



写真-11 ずれ止め鉄筋

## (4) プレキャスト床版の接合

プレキャスト床版同士の接合には、常温硬化型の超高強度繊維補強コンクリートを用いた新たな接合方法を採用した(図-16)。橋軸方向鉄筋の継手に、先端に加工の無い通常の異形鉄筋を用いたあき重ね継手(定着長6.5φ)を採用し、床版接合部の幅を従来工法の約半分(150mm)に低減している。また、鋼繊維配合により橋軸直角方向の鉄筋が不要となるため、現場作業を省略したスピーディーな接合部施工が可能となり、本工事における工程短縮に大きく寄与している。また、橋軸直角方向鉄筋を無くすことで、ずれ止め鉄筋との干渉をなくすことができ、接合部にもずれ止め鉄筋を配置できるというメリットもある。

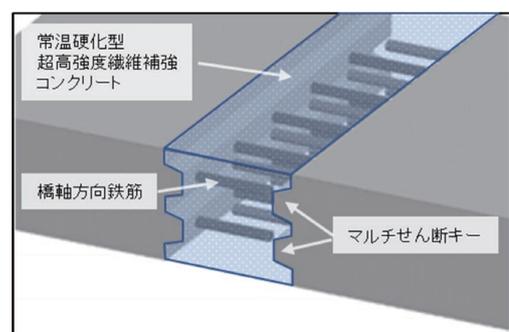


図-16 接合方法

## 2.5 橋軸方向プレストレスの適用<sup>6)、7)</sup>

## ～北陸自動車道 おおた 太田高架橋～

### 2.5.1 工事概要

北陸自動車道 太田高架橋(表-5、図-17)は鯖江IC～福井ICに位置する鋼2径間連続非合成鈹桁橋および鋼3径間連続非合成鈹桁橋からなる高架橋である。床版取替工事では、一般的に対面通行規制を伴うことが多く、交通の安全性、社会的損失の軽減から、施工期間(規制期間)を可能な限り短縮する必要がある。本章は、床版取替工事の工程に大きな影響を与えている床版間詰部の施工に対して、橋軸方向にプレストレスを導入した構造を採用することで工程短縮を図った結果について報告する。

表-5 橋梁諸元

橋梁形式	鋼(2+3)径間連続非合成鈹桁橋
橋長	167.550m
支間割	27.392m+30.355m、36.100m+38.500m+36.100m
総幅員	11.650m
有効幅員	10.000m
供用時期	1976年

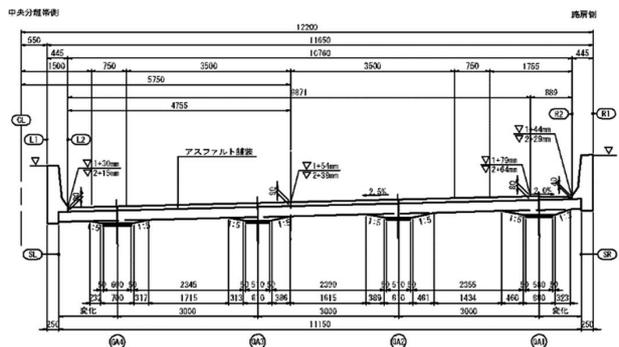


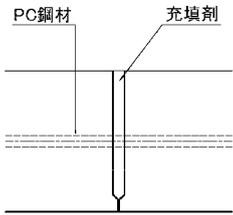
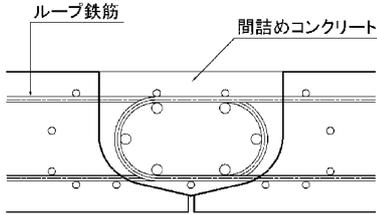
図-17 標準横断面図

### 2.5.2 橋軸方向プレストレスによる効果

プレキャストPC床版の橋軸方向の継手はループ筋を用いたRC継手とすることが一般的であり、実績も多い。しかしながら、間詰部の施工は鉄筋配置、コンクリート打設など、そのほかの橋面工事が錯綜する中での施工となること、およびコンクリートの養生期間を含めた施工時間が工程の制約となっていることについて課題となっている。

そこで、施工性および工程短縮効果に着目し、橋軸方向の接合として、プレストレスを導入した接合と一般的なループとの比較検討を行った(表-6)。

表-6 橋軸方向構造比較

	PC 構造 (橋軸方向プレストレス)	RC 構造 (RC ループ継手)
コンセプト	工程短縮、接合部の耐久性向上	初期コストの最小化
床版接合部の構造	 <ul style="list-style-type: none"> <li>● 橋軸方向、直角方向の2方向でPC構造となり、ひび割れのコントロールが可能である</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>● 橋軸方向はRC構造となるため、ひび割れをコントロールすることができない。</li> </ul>
施工性	<p>橋面作業が少ない</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 橋軸方向プレストレスは基本的に桁下作業</li> </ul>	<p>橋面作業が多い</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 間詰部の鉄筋配置</li> <li>● 間詰めコンクリートの打設、養生</li> </ul>
工程短縮	7日間	—

対象橋梁において通常のRCループ継手を採用する場合には間詰部の施工に約7日間が必要と考えられるが、橋軸方向プレストレス作業はクリティカルにならない桁下で行う作業であり、この7日分の工程短縮が可能になると考えられた。

また、橋軸方向プレストレスは、施工性を向上させ工程短縮を図ることが可能だけでなく、橋軸方向の構造をRCからPCにすることで、ひび割れを制御することができることから、耐久性向上を図ることも可能となる。

### 2.5.3 橋軸方向のプレストレス導入

本工事の特徴として、床版は橋軸方向にPC鋼材を挿入、緊張することで間詰部の施工を省略している。PC鋼材には、床版継手部（目地部）における長期耐久性の確保に配慮し、防食性に優れる被覆PC鋼材を採用した。

起点側より2径間+3径間の2連で構成される本橋は、取替え後はいずれも合成桁化される。したがって、負曲げが発生する中間支点部ではPCケーブルの必要本数は多くなるが、正曲げ区間では少なくなる。そのようなことから中間支点上でたすき掛けとなるようPC鋼材を配置した(図-18)。また、3径間部の中間施工区間以外は片引き施工として橋面での緊張作業を省略し、作業の輻輳を回避した。

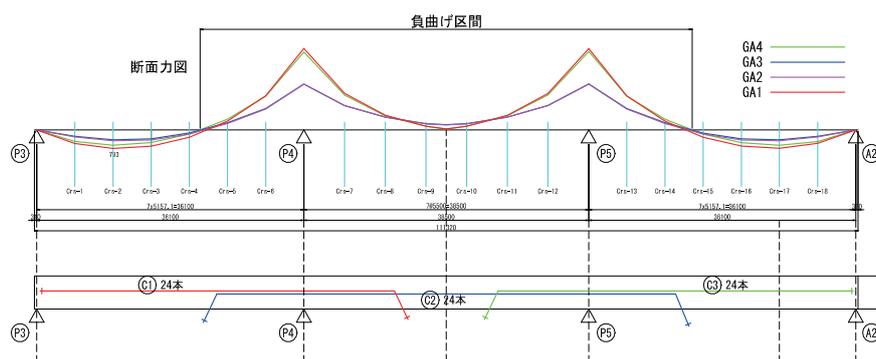


図-18 PC鋼材のたすき掛け配置(3径間部)

## 2.6 鋼箱桁橋における床版取替工事<sup>8), 9)</sup> ～中国自動車道 つなぐに常国橋～

### 2.6.1 工事概要

中国自動車道の常国橋(表-7、図-19)は吉和IC～六日市ICに位置する橋長182.0mの鋼3径間連続箱桁橋である。本橋は、供用から約40年が経過しており、老朽化や大型車の増加、凍結防止剤の散布などの影響によりRC床版の劣化が進んでいることから床版取替工事を実施した。

表-7 橋梁諸元

橋梁形式	鋼3径間連続箱桁橋
橋長	182.0m
支間割	52.4m + 76.0m + 52.4m
総幅員	10.700m
有効幅員	9.810m
供用時期	1983年

本橋は鋼箱桁であり、既設RC床版を撤去するまで、鋼箱桁上面の劣化状況確認が困難であり、既設床版撤去後に、鋼箱桁の補修などの発生が懸念された。そのため、従来の部分的な撤去と架設を繰り返す架設方法ではなく、一括で既設RC床版を撤去して鋼箱桁の補修時間を確保したうえで、橋上架設機を用いたプレキャスト床版の架設方法を採用した。

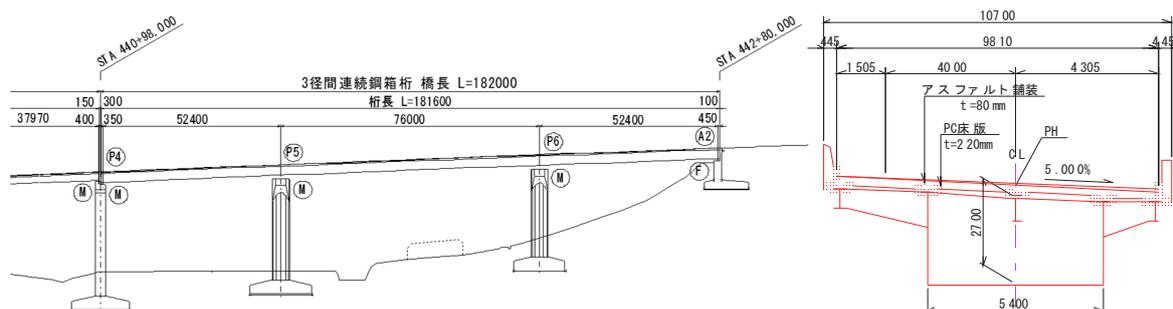


図-19 橋梁諸元

また、プレキャスト PC 床版は、間詰め部に型枠を必要としない、強制定着機構を設置した鉄筋を用いる新たな継手構造を採用した。本章では、鋼箱桁橋に対応した床版取替工事について報告する。

## 2.6.2 架設方法

本橋で採用したプレキャスト PC 床版は最小 220mm であるが、本橋のように鋼箱桁の場合、架設後に作業場で床版下面に立つスペースが無く、床版間詰め部の型枠施工などの作業が困難となる。また、設置する場合には型枠を撤去できないことから埋設型枠を用いる必要があるが、間詰めコンクリートの漏れが懸念された。そこで、220mm の床版厚で、強制定着機構を設置した鉄筋を用いる新たな継手構造のプレキャスト PC 床版を採用した (図-20、写真-12)。

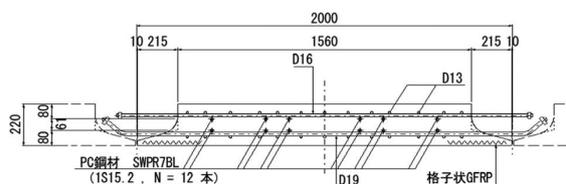


図-20 床版標準断面図



写真-12 継手構造

フランジ面に設置するソールスポンジの配置確認および高さ調整用の無収縮モルタルの充填作業については、床版下面側から回り込めない作業環境であり、直接に目視確認が行えないことから、型枠施工時の品質確認に対する懸念があった。そのため、本橋では、現場施工を想定した施工性試験を事前を実施することにより、十分な品質対応が可能であることを確認することとした。

## 2.7 桁端部の高耐久化<sup>10)</sup> ～中国自動車道 にしかわ 西川橋～

### 2.7.1 工事概要

中国自動車道の西川橋 (表-8、図-21) は新見 IC～東城 IC 間に位置する橋長 117m の鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋であり、約 62 度の斜角を有している。桁端部の斜角が小さい場合は、形状が平面的に台形となるため、端部は場所打ち床版となる。この場所打ち部をプレキャスト化して、高品質化および工程短縮を図るため、プレキャスト分割方法や PC 鋼材配置・施工手順を工夫した。

表-8 橋梁諸元

橋梁形式	鋼 3 径間連続非合成板桁橋
橋長	117.0m
支間割	上り線：38.715m + 48.000m + 29.285m 下り線：29.285m + 48.000m + 38.715m
総幅員	上り線：10.900m、下り線：10.000m
有効幅員	上り線：9.755m、下り線：8.901m
供用時期	1978年

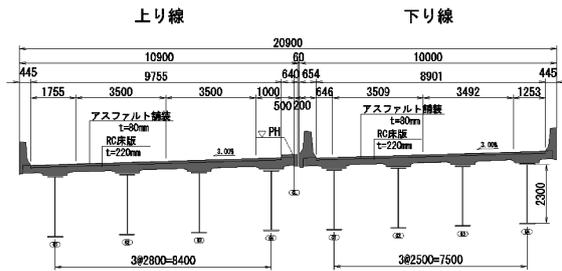


図-21 標準横断面図

本章では、床版取替工事に適用した斜角が小さい場合の桁端部床版のプレキャスト化への取組みについて報告する。

### 2.7.2 斜角による場所打ち部のプレキャスト化

桁端部の斜角が小さい場合、端部床版の平面形状は台形となるため場所打ち部とし、床版横締めは放射状に配置するのが一般的である。場所打ち部の横締め鋼材の緊張は、長辺側ではスタッドの拘束によるプレストレス不足、短辺側では鋼材の過密配置によりスタッド耐力が不足し、ずれ止めの効果が失われる懸念がある。また、限られた規制期間の中で行う床版取替工事に於いて工程遅延のリスクとなる。そこで、場所打ち部をすべてプレキャスト化し、端部床版の高耐久化を図った。プレキャスト PC 床版は運搬可能な寸法とするため橋軸直角方向に鋼桁直上で分割し（図-22）、横締め PC 鋼材を緊張することにより一体化する構造とした。

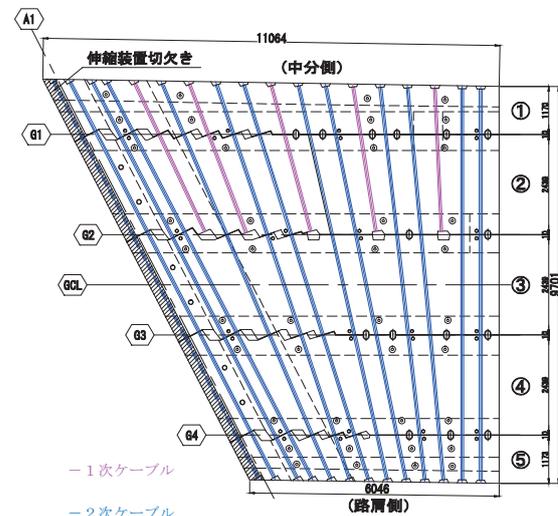


図-22 横締め PC 鋼材配置

#### (1) 横締め PC 鋼材配置

長辺側の横締め PC 鋼材をすべて短辺側へ定着すると、PC 鋼材が過密配置となり定着部の切欠きが大きくなるため、壁高欄の鉄筋が配置できない。そこで、G2 桁上にて PC 鋼材 5 本（1 次ケーブル）を定着することで短辺側へ定着する本数の低減を図った（図-22）。これにより定着具同士を独立した切欠きとすることができ、壁高欄鉄筋の配置が可能となった。しかし、G2 桁上の 1 次ケーブル定着部はスタッドジベル孔を兼ねており、ジベル孔あと打ちコンクリートのひび割れによる定着部の劣化が懸念された。その対策として、G2 桁のジベル孔のみ、あと打ちコンクリートを 2 次ケーブル緊張前に先行打設し、プレストレスを導入することで高耐久化を図った。

#### (2) 橋軸方向 PC 鋼材について

本橋のセットバックジョイント構造（床版端部を延長して伸縮装置を橋台側へずらし、伸縮装置からの漏水をパラペット上部に設けた排水溝にて排水することで、桁端部の耐久性と維持管理性の向上を図る構造）は桁端部から 500mm 張り出した構造であり、斜角が小さいため複雑な

挙動を示すことが懸念された(図-23)。そこで、3次元FEM解析を行い、その構造の挙動について確認を行った。床版の先端にT荷重を載荷して橋軸方向の発生応力を確認した。解析の結果、橋軸方向に最大で $-3.0\text{N}/\text{mm}^2$ の引張応力が発生することが分かった(図-24)。橋軸方向に発生する引張応力に対しては桁端部という環境を考慮して橋軸方向にプレテン鋼材1S15.2を400mmピッチで配置してPC構造とすることで高耐久化を図った。

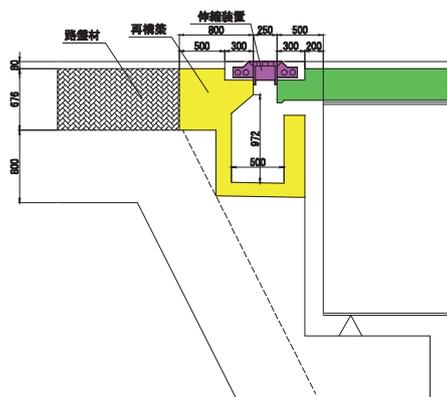


図-23 セットバックジョイント構造

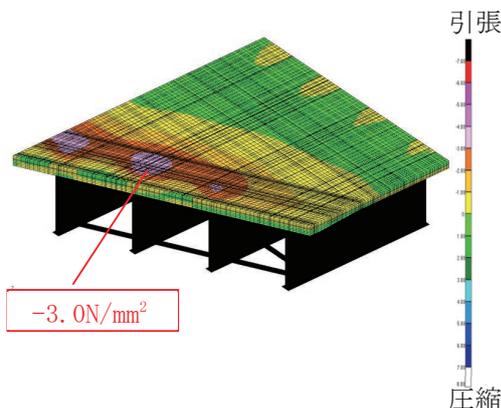


図-24 床版端部のFEM解析結果

### 3. プレキャストPC床版相互の接合部の疲労耐久性評価方法の制定

#### 3.1 背景

NEXCOの床版取替工事で使用するプレキャストPC床版相互の接合構造は、RCループ継手を標準としている(写真-13)。しかしながら、前述の工事事例にあるように、現場の施工条件の制約によっては民間各社が開発している接合構造などを採用する場合がある。接合構造の疲労耐久性は、各社さまざまな手法で評価が行われていたことから、令和元年度7月にNEXCO構造物施工管理要領および試験方法を改定し、評価方法を制定した。

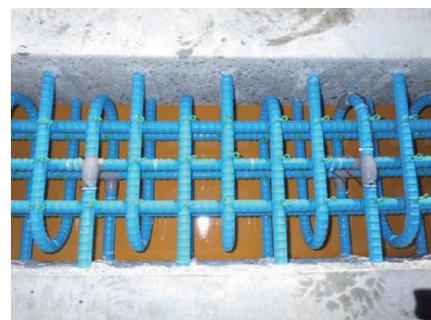


写真-13 RCループ継手

#### 3.2 要求性能と試験条件の設定

要求性能は、「耐用年数100年相当以上確保できること」と設定した。具体的には、東名高速道路における2005年の軸重計データを1年間の軸重として用い、およそ最大の輪荷重である250kNを基本荷重として、PC床版のS-N曲線(S: 載荷荷重、N: 載荷回数)および水の影響による疲労劣化促進効果を考慮した等価換算回数を算出した。その結果、250kNで10万回の載荷を耐用年数100年相当の載荷荷重および載荷回数例として設計要領に記載している。

次に試験条件として、床版の疲労耐久性は、既往の研究において輪荷重走行試験により確認されている事例が多いため、輪荷重走行試験により疲労耐久性を確認するものとした(写真-14)。また、既往の研究を参考に試験体の寸

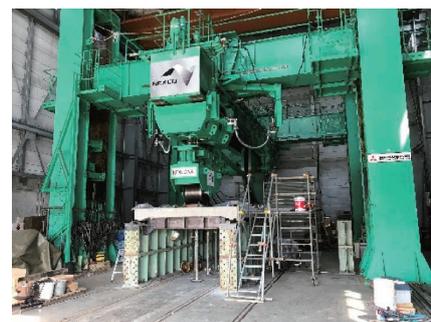


写真-14 輪荷重走行試験状況

法や支持方法などの各種条件についてNEXCO試験法442として制定した。

試験体の寸法は、橋軸方向長さ 4.5m × 橋軸直角方向長さ 2.8m (床版支間 2.5m) × 床版厚さ 220mm とし、水浸時に膨張コンクリートの膨張反応が継続する知見があることから、乾燥状態での試験としている。

### 3.3 性能照査項目と規格

プレキャスト PC 床版相互の接合部の性能照査項目と規格は、表-9により照査するものとした。

表-9 プレキャスト PC 床版相互の接合部の性能照査項目

項目	試験条件	規格	試験方法
疲労耐久性	耐用年数100年相当の載荷荷重および載荷回数の走行後、漏水試験を実施	漏水がないこと	NEXCO 試験法442またはそれと同等以上と認められる輪荷重走行試験方法

## 4. おわりに

NEXCO のリニューアル工事に関して、社会的影響の低減や耐久性向上を目的とした、新たなプレキャスト床版や壁高欄先行施工、橋軸方向プレストレスなどの採用事例を紹介した。本稿が今後の工事の参考となれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 東日本高速道路(株)、中日本高速道路(株)、西日本高速道路(株)：「高速道路資産の長期安全および更新のあり方 報告書」高速道路資産の長期安全および更新のあり方に関する技術検討委員会、2014年1月
- 2) 佐々木真一、五十嵐亮、斎藤和也、木下肇：東北自動車道 岩堰橋床版取替工事の施工報告、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、pp. 251-254、2019年11月
- 3) 成嶋晋一、小池保、榊原正志、豊島秀明、前川勉：幅員方向に3分割した床版取替え工事、橋梁と基礎、pp. 12-18、2019年9月
- 4) 吉川卓、田尻丈晴、松村健人、穴山勝利：社会的影響の低減に着目した床版取替えの施工、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、pp. 259-262、2019年11月
- 5) 仲田宇史、富永高行、三田村健二、菅浩一、池端信哉、檜作正登：中央自動車道 上田川橋 PC 合成桁の床版取替え工事、橋梁と基礎、pp. 5-10、2019年11月
- 6) 稲葉尚文、本庄正樹、空閑健作、辻角学：橋軸方向プレストレス、壁高欄一体化による取替床版の施工性向上検討、土木学会、第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集、pp. 213-216、2018年11月
- 7) 山本将、石川貴之、滝川龍誠：工期短縮、施工性向上を図った床版取替、土木施工、pp. 119-120、2018年11月
- 8) 桐川潔、山下恭敬、川畑智亮、村上恒平：中国自動車道 常国橋他2橋における床版取替え工事の設計、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、pp. 267-270、2019年11月
- 9) 寺嶋浩二、棟安貴治、田口靖雄、田中寛規：中国自動車道 常国橋他2橋における床版取替え工事の施工、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、pp. 271-

274、2019年11月

- 10) 中島大樹、松島保博、鶴田義隆、中積健一：斜角を有する鋼桁の床版取替え工事に適用した桁端部の高耐久化、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、pp. 279-282、2019年11月

## 鉄道における PC 技術の活用と生産性の向上

(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部	玉井 真一
(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課	朝長 光
(公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造	田所 敏弥
東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター	木野 淳一

### 1. はじめに

「鋼弦コンクリートの研究」と題された日本人による初となるプレストレストコンクリート（以下、PC）の論文が鉄道業務研究資料において発表された1944年以降<sup>1-1)</sup>、鉄道分野における PC との関わりは深く、PC の黎明期から今日に至るまで土木・軌道設備、建築設備に用いられてきた。また、鉄道構造物の建設は戦前と戦後の高度経済成長期にわたる 2 つのピークが存在し、多くの鉄道構造物においては補修・補強もしくは架替えも含めた改良・増強工事が必要となっている。既設構造物の補修・補強および改良・増強工事では活線での近接作業もしくは限られた時間での集中作業を行わなければならないため、耐荷性、耐疲労性、耐久性に優れ、軽量でかつ施工性に優れる材料・構造である必要があり、自ずと生産性の高い施工が求められ多くの現場で PC 構造が採用されている。そこで、本稿では、現在の鉄道建設現場における PC 構造活用事例を紹介するとともに、生産性向上のために用いられた PC 構造の事例について紹介する。

### 2. 鉄道建設における PC 構造

#### 2.1 PC 桁

鉄道では、日本初のポストテンション方式 PC 桁である東京駅 6・7 番駅ホーム桁や、日本初の本格的なフレシネーのポストテンション方式を採用した第一大戸川橋りょう<sup>2-1)</sup>（写真-2.1）をはじめとして、古くから数多くの PC 橋が建設されており、現在もさまざまな場面において PC 構造は活用され続けている。

鉄道における PC 構造活用の代表は当然ながら PC 橋梁である。近年の鉄道建設の主である整備新幹線の PC 橋の適用方針や特徴を以下に示す。

- ① PC 桁の適用は桁長が 20m を超える場合とし、各路線で 25m から 45m までは 5m ごとに T 形桁または U 形桁の標準設計を行い、交差条件に合わせてこれらを適用する。
- ② 標準設計適用範囲外で個別設計する場合の標準的な構造形式は単純または連続 1 室箱桁である。桁下空頭の確保が困難である場合には下路桁とする。



写真-2.1 第一大戸川橋りょう

③ T形桁、箱桁は、列車載荷時にひび割れの発生を許容・制御するPPC構造とする。ただし、塩害地域やプレキャスト（以下、PCa）セグメント桁の場合はPC構造とする。

④ 支承部は鉛直力の伝達をパッド型ゴムシュー、水平力の伝達を鋼角ストッパーにより行う。鋼角ストッパーは橋軸直角方向の移動制限装置と、橋軸・橋軸直角方向の落橋防止装置の機能を兼ねる（写真-2.2）。



写真-2.2 パッド型ゴムシューと鋼角ストッパー

⑤ 長大橋梁では下部工の条件を考慮のうえ、ダン

パー式鋼角ストッパーによる水平力分散構造、橋脚と主桁を剛結したラーメン橋、端支点でのすべり支承の採用を検討する。

⑥ とくに工程の厳しい箇所においてはT形桁をPCaセグメント桁とすることを検討する。ただし、近年では生産性向上として当初よりPCaセグメント桁で設計する事例もある。

⑦ 高速走行する一般部の曲線半径は4000m以上とし、最急縦断勾配35%以下とする。

鉄道橋は、道路橋と比較して活荷重が大きく、また、たわみの制限が厳しいことからスパンを長くするためには桁高が大きくなり、経済性や耐震性の面で不利である。そのため、ラーメン高架橋に代表される短スパンの構造物が採用される事例が多くなり、近年開業した整備新幹線のPC桁の割合は、表-2.1に示す通り路線全長に対して4%~15%程度である。しかしながら、一方では高速性を損なわないように線形を優先し、道路および河川などとの交差角度が浅くなり、長スパンPC橋を採用せざるを得ない事例が増えている傾向もある。そのため、北陸新幹線（金沢・敦賀間）においては連続PCラーメン箱桁橋で最長スパン125mとなる第2竹田川橋りょう<sup>2-2)</sup>（写真-2.3）やエクストラロード橋で最長スパン155mを有する細坪架道橋<sup>2-3)</sup>（写真-2.4）などが建設中である。

表-2.1 開業済整備新幹線のPC桁の路線長に対する比率

	上段：構造物種別ごとの延長 (km)					PC桁延長 (km)	PC桁/全長 (%)	PC桁/明かり (%)
	下段：構造物種別ごとの割合 (%)							
	線路延長	トンネル	橋梁	高架橋	土構造			
東北新幹線（盛岡・八戸間）	94.5	69.0	3.8	8.5	13.2	40	4.2%	15.7%
	100.0%	73.0%	4.0%	9.0%	14.0%			
東北新幹線（八戸・新青森間）	81.2	49.5	3.2	17.9	10.6	3.9	4.8%	12.3%
	100.0%	61.0%	4.0%	22.0%	13.0%			
北海道新幹線（新青森・新函館北斗間）	148.8	96.7	6.0	35.7	10.4	5.9	3.9%	11.3%
	100.0%	65.0%	4.0%	24.0%	7.0%			
北陸新幹線（高崎・長野間）	117.4	59.3	10.8	29.4	18.0	11.5	9.8%	19.8%
	100.0%	50.5%	9.2%	25.0%	15.3%			
北陸新幹線（長野・金沢間）	231.0	103.0	31.6	92.4	3.9	32.8	14.2%	25.7%
	100.0%	44.6%	13.7%	40.0%	1.7%			
九州新幹線（新八代・鹿児島中央間）	127.6	88.0	15.3	8.9	15.3	8.9	6.9%	22.4%
	100.0%	69.0%	12.0%	7.0%	12.0%			
九州新幹線（博多・新八代間）	121.0	37.5	16.9	60.5	6.1	16.7	13.8%	20.1%
	100.0%	31.0%	14.0%	50.0%	5.0%			



写真-2.3 建設中の第2竹田川橋りょう



写真-2.4 建設中の細坪架道橋

## 2.2 軌道構造

軌道には、砕石の上にくらぎを配置するバラスト軌道と直結系軌道とがあるが、新幹線では直結系のスラブ軌道が一般的である(図-2.1、写真-2.5)。スラブ軌道は、バラスト軌道に比べてバラストの摩損がなく、軌道狂いの発生が少ないことや締結装置の調整によりレール面を高精度に仕上げることが可能であるため、軌道保守の省力化が図られ、高速走行する整備新幹線でも基本構造としている。

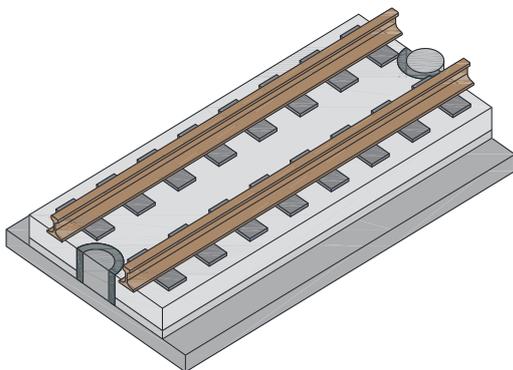


図-2.1 軌道スラブ構造



写真-2.5 新幹線の橋面構造(スラブ軌道)

スラブ軌道は、コンクリート道床の上に5m×2m程度の軌道スラブを敷設し、軌道スラブにレールを締結する構造である。軌道スラブは、5mごとに配置された円柱形の突起コンクリートおよび軌道スラブ下面のCAモルタルなどのてん充材によって固定されるのが一般的で、列車による輪重に対して安全性疲労破壊照査時の応力状態がフルプレストレスになるように導入するプレストレス量を決定し、安全性破壊照査時のコンクリート縁引張応力度がPPC構造としての制限値以下となるように設計している(写真-2.6)。PC鋼棒によってプレ



写真-2.6 工場製作中の軌道スラブ

トレスを導入することにより、薄い部材で運搬性に優れながら疲労や耐久性も満足する構造を実現している。なお、軌道スラブ板は使用枚数も多いことから定型サイズとして設計し、工場製作とすることで経済性にも配慮しつつ高い品質を確保している。軌道スラブは受注した会社の自社工場を改築して製作する事例が多いが、建設路線近傍に事業者が専用の工場を設置し製作・保管を行った事例もある。

軌道部材としてのPC構造は直結系軌道のスラブ板だけでなく、バラスト軌道のPCまくらぎとしても活用されている(写真-2.7、写真-2.8)。バラスト軌道は、軌道整正作業が容易であることから圧密沈下による軌道変位の進行が懸念される軟弱地盤の区間で採用されることがある。また、車両基地や保守基地などのように列車が高速走行せず、軌道破壊の進行が少ないと判断できる箇所においては経済的利点から採用されることが多い。PCまくらぎは、大量生産するPC鋼より線を用いたプレテンション方式(図-2.2)とコンクリート硬化後にPC鋼棒を緊張する少量多品目への対応可能なポストテンション方式がある。PCまくらぎは、基本的に専用の工場で作成された2次製品として購入して現地に敷設する。

また、PCまくらぎをコンクリート道床に固定するタイプの直結系軌道である弾性まくらぎ直結軌道も存在する。



写真-2.7 バラスト軌道におけるPCまくらぎ



写真-2.8 PCまくらぎの保管状況

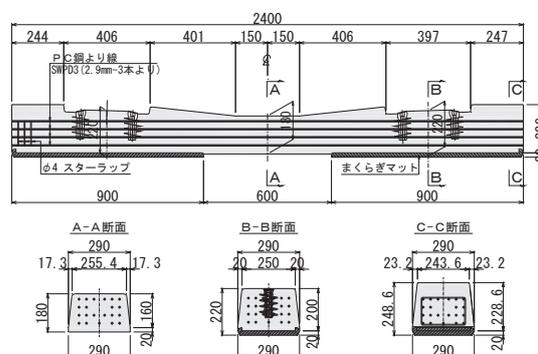


図-2.2 プレテンション方式のPCまくらぎ

## 2.3 防音壁

整備新幹線で一般的に用いられているパネル式防音壁(写真-2.9、写真-2.10)は、防音壁の支柱となるH形鋼を挿入した状態で地覆およびRC壁を現場打設し、その支柱間を中空プレストレストコンクリートパネルで塞いだ構造である。なお、この中空プレストレストコンクリートパネルは、H形鋼のフランジに沿うように配置して特殊なゴム楔によって固定される。

防音壁に求められる性能としては、透過損率のほか、風荷重や列車風圧に対する耐荷性、疲労耐性、耐衝撃性、難燃性など多岐にわたるため、これら要求性能を満足するためにプレストレスを導入した板を採用している。また、中空構造とすることにより運搬、建て込みに必要となる重機の規模が軽減され施工性も高く経済性に優れる。



写真-2.9 防音壁のPCパネルの設置状況



写真-2.10 設置後のパネル式防音壁

## 2.4 その他

その他の本体構造物としては、線路下非開削工法のPCR工法でPC函体(写真-2.11)として使用されているほか、本体構造物への適用は限定的ではあるがPHC杭が車両基地などの建物の基礎にも多く使用されている。また、列車を直接支持しない構造物としては土留め壁にPC壁体を用いるなど、幅広い分野でPC構造が活用されている。



写真-2.11 PCR函体

## 3. 架け替え、改良・増強工事におけるPC構造活用事例

### 3.1 PC桁による桁の取替え

#### 3.1.1 工事概要

都市部の鉄道橋の架替えにおいては、狭隘な作業空間および作業時間などの制約から、PC構造が適用されることが多い。ここでは、既設の2主上路プレートガータおよび2径間コンクリートラーメン高架橋を撤去し、PC単純下路桁およびUFCを用いたPC単純ホロー桁を架設した事例<sup>3-1)</sup>、<sup>3-2)</sup>を紹介する。

京王井の頭線(以下、井の頭線)の下北沢駅付近における本工事は、小田急小田原線(以下、小田急線)の連続立体交差化と複々線化事業に伴う駅および周辺施設の改良である(写真-3.1)。本工事では、小田急線との交差部において、井の頭線の既設橋梁を撤去し、新しい鉄道橋への架替えを行った。図-3.1に示すように、架替え後の橋梁区間は上下線でそれぞれ橋梁1、2、3からなる3連の単純桁となる。中央の橋梁2は、軌道の外側に構築スペースが確保できるため、PC単純下路桁を現場で製作した後、横取りして



写真-3.1 工事地点概要

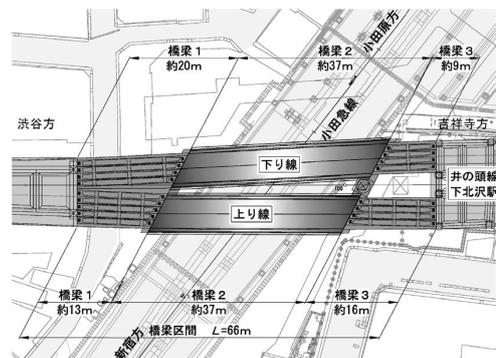


図-3.1 橋梁位置図(架替え後)

架け替えた。一方、端部の橋梁1、3については、UFCを用いたPCaのPC単純ホロー桁をクレーン架設により段階的に架け替えた。

### 3.1.2 PC 下路桁の架替え

本橋梁は、橋長 37m の単線を支持する PC 単純下路桁である。PC 桁の構造図を図-3.2に、架替えの施工ステップを図-3.3に示す。PC 桁の横取り架設は、PC 桁をスライドジャッキ(4000kN × 4 支点)により支持した状態で、牽引用ジャッキを用いて牽引し、横取り軌条桁上を滑らせる方法とした。横取りは沓への据付け高さより 50mm 高い位置で行い、所定の位置まで横取りしたのちにスライドジャッキで降下させた。

本橋梁の施工にあたっては、軌条桁が橋脚の前面に配置されているため、横取り中と架設後で支点位置が異なる。そのため、横取り中の PC 桁の縁応力度を検討し、 $-2.1\text{N/mm}^2$ の制限値内であることを確認した(図-3.4)。また、横取り中は、軌条桁の不陸、油圧機械の特性によるばらつき、起点方と終点方の移動速度差などにより常に反力が変動し、設計で想定している反力値に対し差異が生じる。本橋梁は、開断面の下路桁であるため、ねじりモーメントによる PC 桁への影響が懸念された。このため、反力のばらつきの影響を事前に把握し、本設時に悪影響をおよぼさないように架設時反力を管理した。強制的に支点反力を増減させた格子解析による事前検討により、支点反力は設計時の反力に対し $\pm 20\%$ のばらつきが許容されることを確認した。実施工では、スライドジャッキの反力を現場モニターにて集中管理し、管理値 $\pm 10\%$ として横取り作業を行った。

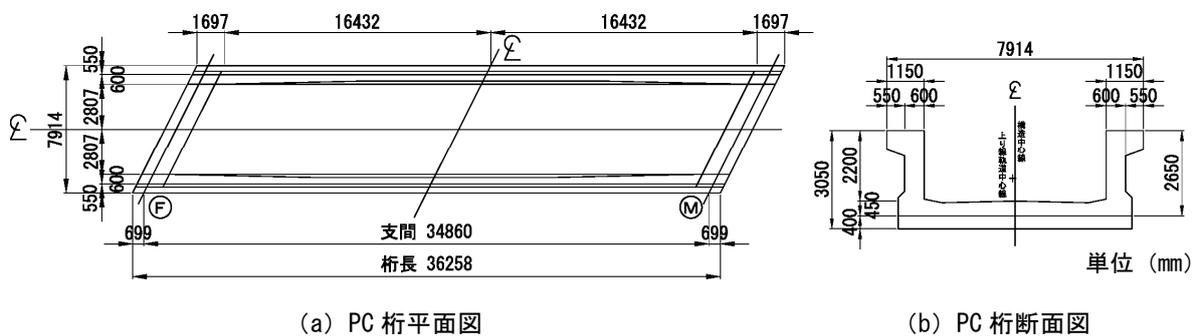


図-3.2 PC 単純下路桁 構造図

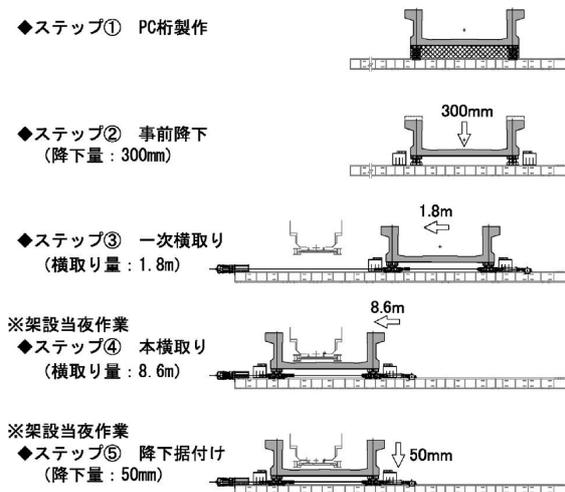


図-3.3 施工ステップ

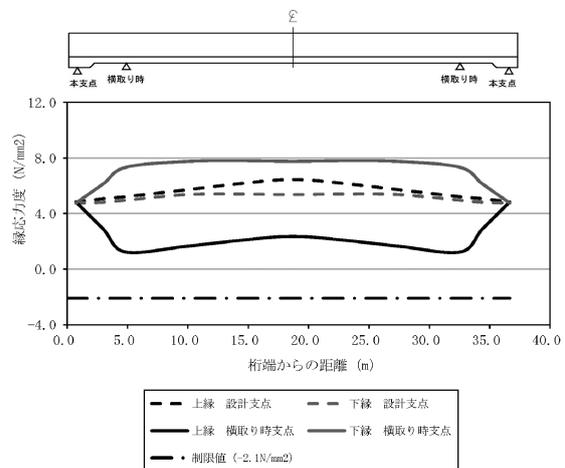


図-3.4 主桁縁応力度

本橋梁の架替えは、施工延長、作業量が多く、通常の線路閉鎖間合いでは作業が終了できないため、当該駅付近の列車を初電から午前10時頃まで運休させる特別な線路閉鎖間合いで行った。線路閉鎖着手後にレール破線、締結ボルトを先行撤去し、き電停止後に大型クレーンで現軌道の工事桁を撤去した。そして、工事桁の撤去後にPC桁の横取りを行った。下り線におけるPC桁の横取り中の支点反力の変動図を図-3.5に示す。横取り中のPC桁に生じる支点反力には大きな変動は見られず、終始管理値以内で収まっていた。また、摩擦係数も0.05程度で推移し、牽引設備への過負荷は発生しなかった。所定位置まで横取りしたのちに、スライドジャッキに搭載した鉛直ジャッキのストロークを縮めることにより沓座面まで降下し、PC桁の据付けを行った。PC桁を据付け後、鋼角ストッパーの設置を行った。あと埋めのモルタルは翌日の施工とし、当夜は代替の仮ストッパーを設置し、PC桁を固定した。架替え終了後の橋梁全景を写真-3.2に示す。

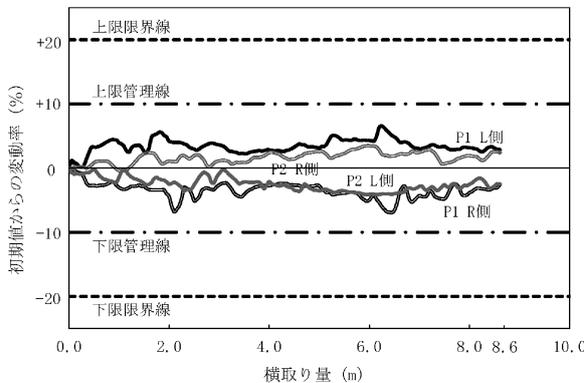


図-3.5 支点反力の変動図



写真-3.2 架替え後の橋梁全景

ここで紹介した横取りによるPC桁の架替えは、仮線を設置できない用地の制約下において、工事桁の撤去から新設桁の架設を一括で行ったものである。今後増加する老朽化した橋梁のPC桁への架替えの一助になれば幸いである。

### 3.1.3 UFC を用いた PC ホロー桁の架替え

本橋梁は、橋長 10~20m の単線を支持する UFC (超高強度繊維補強コンクリート) を用いた 4 連の PC 単純ホロー桁である。また、橋長最大の下り線の断面図を図-3.6に示す。本橋梁の架替えにおいては、PC 桁の構築スペースや架設クレーンの制約および橋梁下の小田急地下函体への影響を軽減するため、桁自重を軽量化できる UFC を用いた。また、架替えは、営業線の運行に支障がない短時間で完了する必要があるため、複数の PCa 桁を超速硬コンクリートによる間詰めと PC 鋼材の緊張により一体とするポストテンション方式とした。

設計は、鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物) (以下、鉄道標準)<sup>3-3)</sup> およ

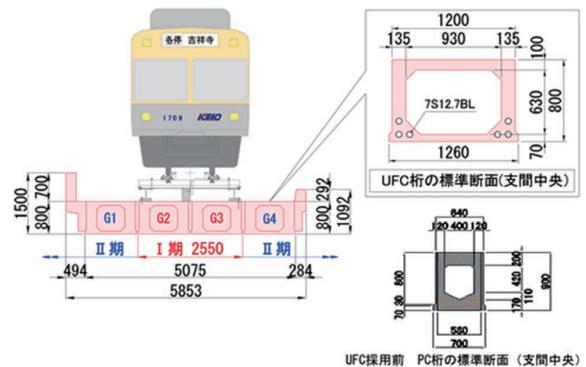


図-3.6 PC ホロー桁断面図

び超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針(案)<sup>3-4</sup>にしたがった。破壊に関する安全性の照査では、曲げ耐力の算定において、普通コンクリートと異なり UFC が引張力を大きく負担するため、引張応力-ひずみ曲線を考慮して算定した。また、鉄道標準の細目が遵守できない項目は、3次元 FEM 解析を行い、局所的な応力状態を別途、確認した(図-3.7)。UFC を用いた PC 桁の設計では、鉄道標準の照査を満足するよう断面と PC 鋼材を設定したが、普通コンクリートを用いた PC 桁と異なり、UFC を用いた PC 桁は、薄肉だけでなく鉄筋を配置していない。また、本橋梁は、UFC を用いた鉄道橋として 2 例目であり実績が少ないため、実大の試験体による載荷試験を行い、設計の妥当性を確認した。

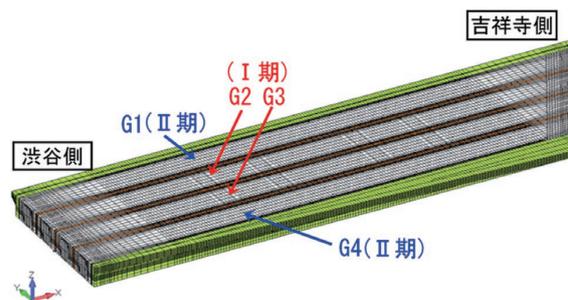


図-3.7 FEM モデル概要図

UFC を用いた PC 桁の架替えは、図-3.8 に示すフローで実施した。以下、架替えの概要を示す。

・セグメント接合(図-3.8の③)

工場製作したセグメントを現場の組立てヤードに搬入し、軸方向に 3 分割されたセグメントを接合して 1 本の桁に組み立てた。組立て作業は、専用の地組み架台上で実施した。

・2主桁一体化(図-3.8の⑤)

軸方向に接合した桁を横組み架台上に 2 本配置し、桁間の接合を行った。間詰め部の横締め用シースを接続し、間詰めコンクリートを打設後、横締め緊張し、2 主桁を一体化させた。

・2主桁架替え(図-3.8の⑥)

工事桁化されている現軌道を本設の一体化した桁に架け替えた。

・単桁架設(図-3.8の⑦)

I 期施工において、架替えた主桁の両脇に所定の桁をクレーンにより 1 桁ずつ架設した。

・全桁一体化(図-3.8の⑧)

I 期施工の 2 主桁と II 期施工で架設した桁の境界部の間詰めコンクリートの打設と横桁部分に貫通して配置される横締め PC 鋼材の緊張により一体化した。

本橋梁における UFC を用いた PC 桁は、部材の薄肉化や軽量化が可能になり、架替えに適した構造である。近年の老朽化した橋梁の更新工事などにおいては、床版厚・桁高・重量などに制限が生じる場合も多く、このような場合、UFC を用いた PC 桁の適用は解決策のひとつと考えられる。

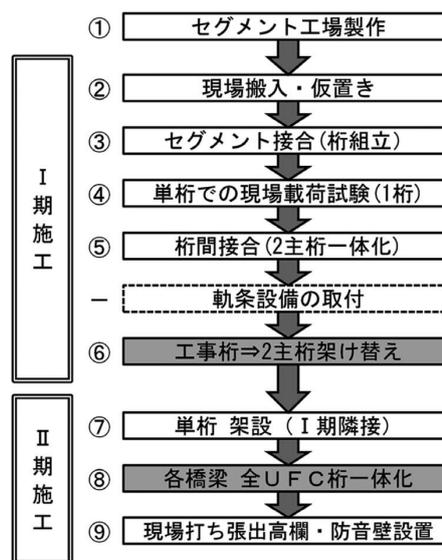


図-3.8 架替えフロー図

### 3.2 改良(拡幅工事)における PC 構造

既設構造物を拡幅する、あるいはアンダーピニングで受け変えるために部材追加する場合、既設構造物と新設構造物とを一体化するために PC 構造が用いられる。ここでは、新幹線にホーム

を増設する・分岐するために構造物を拡幅した事例、および道路都市トンネル新設のために新設PC受け桁によるアンダーピニングを行い、既設ラーメン高架橋を長スパン化した事例を紹介する。

### 3.2.1 東北新幹線新花巻駅ホーム新設<sup>3-5)</sup>

新花巻駅は、東北新幹線北上・盛岡間に位置する駅である。東北新幹線開業時点(1982年)では駅はなく、また本線高架橋は将来の駅設置計画を考慮していなかった。当該駅を新設するために、複線高架橋の両外側に構造物を構築し、既設高架橋と新設高架橋にまたがるプラットホームを構築する必要がある。新設高架橋を既設高架橋と独立した構造とした場合、地震時にそれぞれの高架橋が別位相で挙動し、プラットホームが新幹線建築限界内に入り込む恐れがあることから、既設工高架橋と新設高架橋を連結する構造が採用された(写真-3.3)。



既設高架橋 新設高架橋  
写真-3.3 新花巻駅高架橋

新設高架橋の横梁と既設ラーメン高架橋を結合するため、新設高架橋の横梁を既設高架橋の柱に定着する。その際、既設高架橋の柱に鋼材を通すために柱を削孔する必要がある。既設高架橋は高速で新幹線が通過する状況下で施工することから、極力削孔箇所を削減するため、PC鋼棒にて結合する方法を採用した。図-3.9に横梁と既設ラーメン高架橋の結合部構造概念図を示す。鋼材はSBPR930/1080(B種1号)、直径32mmの丸鋼を横梁1か所あたり4本配置している。新設高架橋の柱部にデッドアンカーを埋込み、既設高架橋側を貫通孔として既設高架橋側で緊張する方式とした。緊張力は、乾燥収縮や地震力による目開きを制御できる緊張力とした。

施工にあたっては、既設高架橋側のアンカープレートを取り付けるため、および鉄筋位置の確認を行うために、かぶりの削孔を行った。その後シース管としてφ42.7mmの電線管を挿入するためφ45mmで削孔を行い、その位置に合わせてシースおよびPC鋼棒を配置した新設高架橋の横梁を施工した。

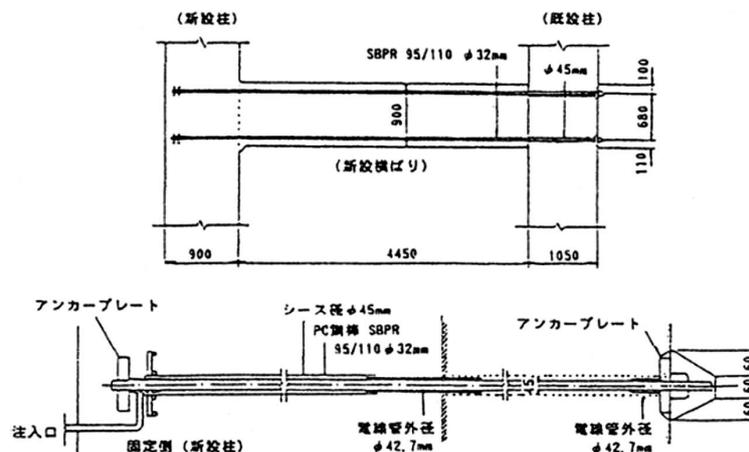


図-3.9 接合部の構造

### 3.2.2 秋田新幹線盛岡アプローチ部新設<sup>3-6)</sup>

秋田新幹線盛岡アプローチは東北新幹線盛岡駅より秋田方面への新在直通運転を実現するため、東北新幹線から分岐する構造物を増設したものである。そのうち、盛岡駅から分岐する箇所の既設構造物は7径間連続PC1室箱桁であり、そのうち3径間分96mにわたって分岐器を配置するために既設桁を拡幅する必要があった。既設PC箱桁の張出しスラブ部に新たに列車荷重を載荷させることは難しいことから、新設する構造物は既設張出スラブを支持する、3径間連続変断面PC1室箱桁を採用した(図-3.10)。既設桁と新設桁の結合は横桁部で行う。中間橋脚上(4P、5P)では横桁位置が新旧構造物で一致することから横桁の両脇にPC鋼材を配置するが、桁端(3P、6P)では横桁位置がずれることから、新設桁の横桁内部を通したPC鋼材は既設桁の横桁片側で定着となるため、既設横桁と連結PC鋼材定着部を補強PC鋼材で一体化した。新設桁と既設桁の連結にはPC鋼より線(12S15.2)を、既設桁内の定着部と横桁の連結にはPC鋼棒(φ32)を使用した(図-3.11)。また、床版の一体化を図るため、既設桁張出しスラブと新設桁ウェブ部を鉛直にPC鋼棒(φ26mm)を配置した(図-3.12)。

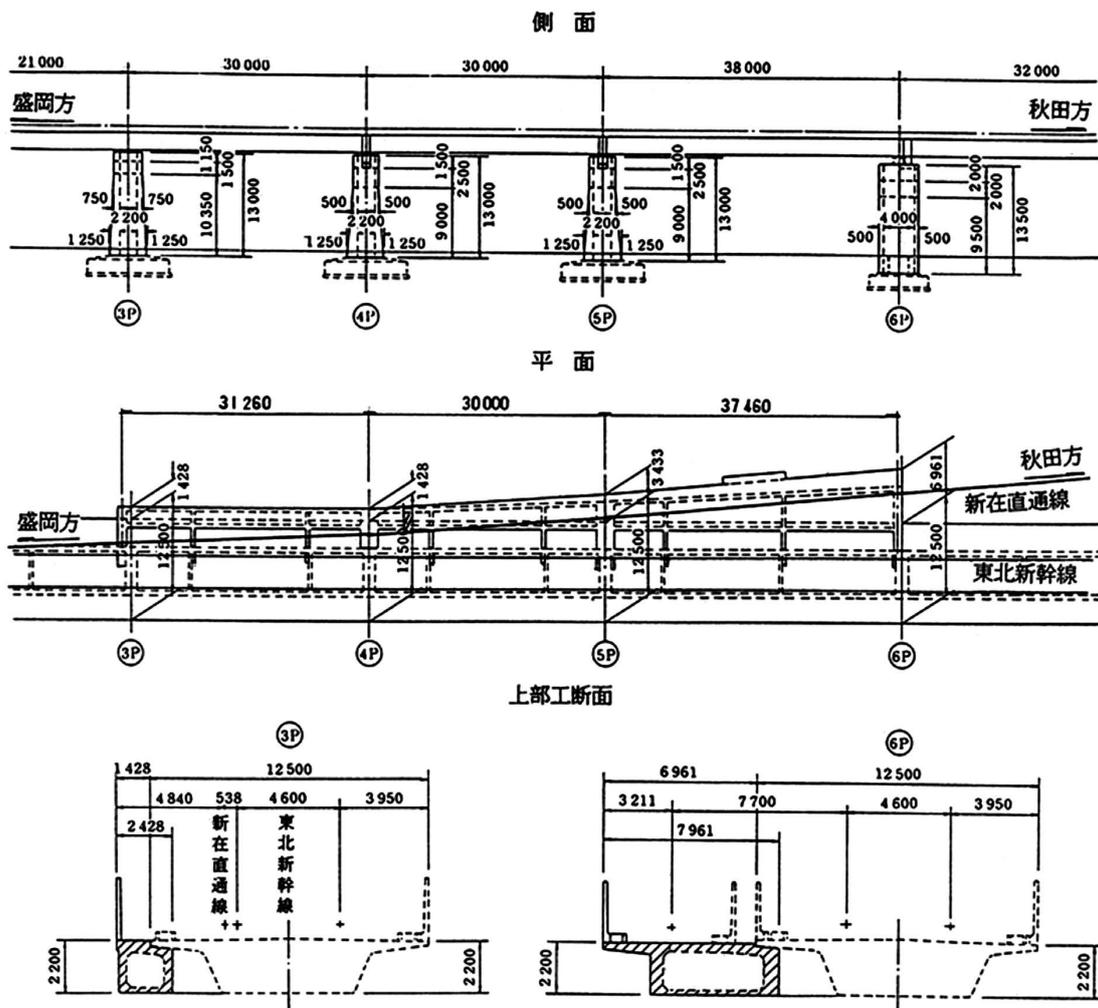


図-3.10 PC桁一体化概念図

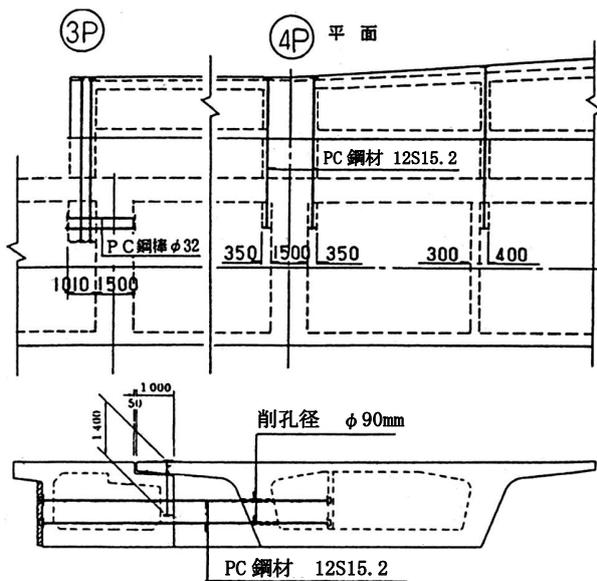


図-3.11 PC桁一体化概念図

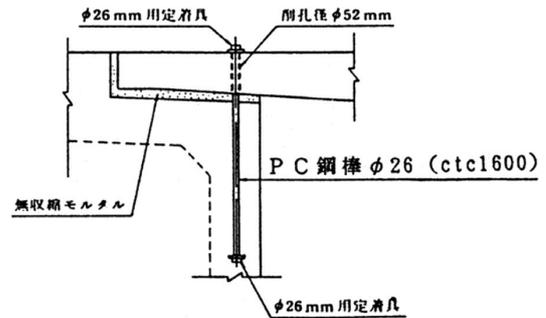


図-3.12 床版固定概念図

### 3.2.3 総武線市川・本八幡間外環こ道橋新設<sup>3-7)</sup>

東京外かく環状道路（以下、外環）のうち千葉県区間は、市川・本八幡間 16k380m 付近でJR 総武線と交差する計画がなされ、交差箇所では地下部の高速道路および地表部の一般国道298号線が計画されていた。当該区間の総武線はゲルバー桁で接続したラーメン高架橋が構築されており、大規模な構造物の改築が必要とされた（図-3.13）。

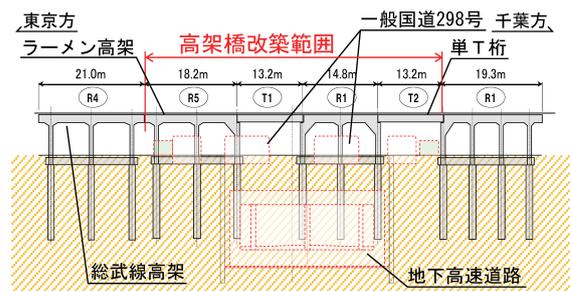


図-3.13 外環こ道橋概念図

JR 総武線は快速線、緩行線それぞれ複線が早朝から深夜まで高頻度で運行されており、また成田空港と首都圏を結ぶ特急列車の走行ルートでもある非常に重要な幹線の一つである。必然的に列車の運行を保ちながらの改築工事となるが、周辺は住宅街であり、大幅な線路の移設を伴う方式は採用できない。そこで、既設のラーメン高架橋およびゲルバー桁を新たに新設する PPC 下路式受け桁で受け替え、その後既設ラーメン高架橋の柱を切断撤去して外環道路函体および地上道路空間の確保を行うこととした（図-3.14）。

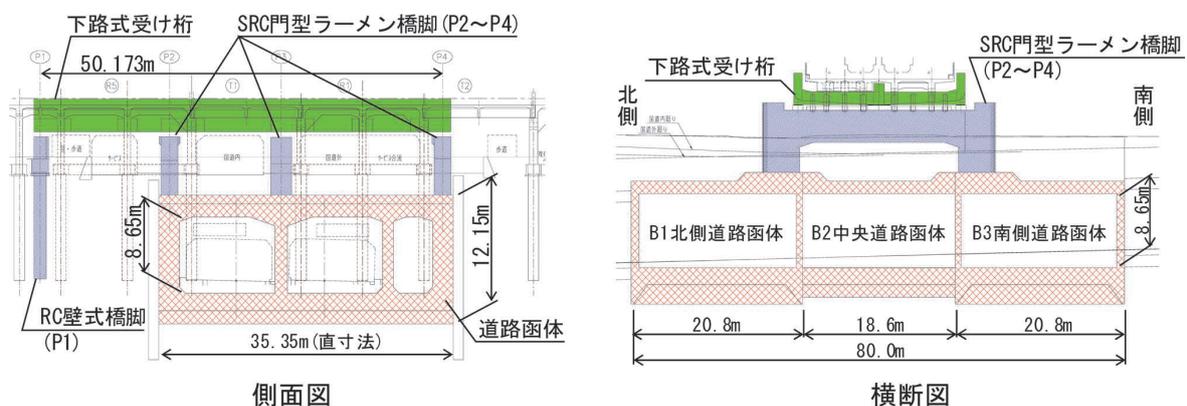


図-3.14 外環こ道橋一般図

PPC 下路式受け桁は橋脚設置可能箇所を考慮し、3 径間連続桁（構造中心スパン15.57m + 13.44m + 19.41m）とした。主桁は PPC 構造として設計し、その配置はラーメン高架橋の両外側のほか、受け桁の桁高を抑えるために中央にも中主桁を配置した3 主桁とした（図-3.15）。横桁は PC 構造として設計し、その位置は橋脚位置にあるほか、既設高架橋の柱を挟み込む位置に既設高架橋を支持するための横梁を配置した。横桁、横梁はいずれも既設ラーメン高架橋と一体化するため、PC 鋼材で緊張することとした。

施工は、以下の順序で進めた。まず、図-3.14に示す B1 北側道路函体、B3 南側道路函体をニューマチックケーソン工法により沈設した。これは、下路式受け桁の基礎として活用するためである。その後、下路式受け桁を受ける橋脚を施工した。橋脚は、ケーソンを基礎とする P2、P3、P4 橋脚は SRC 門型橋脚、独立基礎となる P1 橋脚は RC 壁式橋脚である。

その後下路式受け桁の構築を行った。受け桁の主桁に関しては、現高架橋の外側に配置される外主桁は、計画された位置で施工できるため支保工を設置して現場打ちで構築した。一方、2つの既設高架橋の間に配置される中主桁については、計画された位置での施工が困難であったことから、計画位置より低い位置でコンクリートを打込み、その後ジャッキアップして計画位置に据え付けた。横桁は、既設ラーメン高架橋の桁受け梁の側面、下面を囲むように構築することから高流動コンクリートにより施工した。

図-3.16に受け桁の PC 鋼材緊張手順を示す。受け桁は各部材が個別に構築され、また既設構造物との一体化や荷重の受け替えが行われていくことから、施工の各段階での部材変位や応力度を検討し、必要なプレストレスを緊張していくよう計画された。

外主桁については計画位置での支保工設置による現場打ちで構築がなされたが、一旦アンダーピニング用ジャッキに受け替える必要があることから、この前段で1次緊張し、その後2次緊張をして設計プレストレスを導入した。一方、中主桁は主桁構築後にジャッキアップして計画位置に配置することから、ジャッキアップ時点での桁自重、ジャッキアップの支点位置を考慮して必

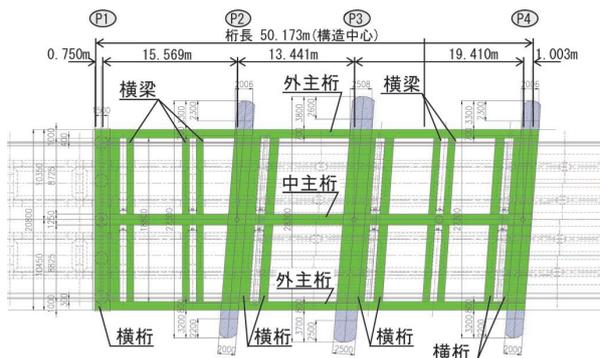


図-3.15 PPC 下路式受け桁平面図

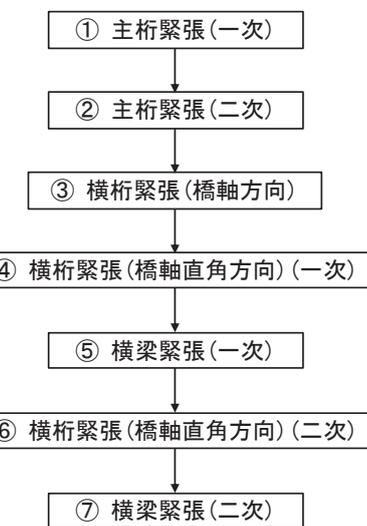
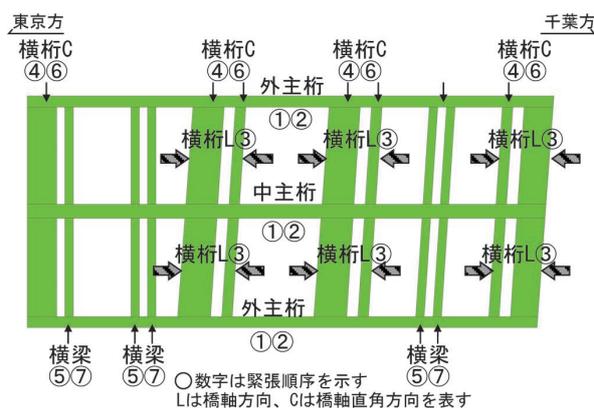


図-3.16 受け桁 PC 緊張順序図

要なプレストレス量を1次緊張で導入し、ジャッキアップで所定の位置に配置したのち2次緊張をして設計プレストレスを導入した。

横桁は既設高架橋を受け替えるため既設高架橋との一体性が重要となるが、そのための橋軸方向の緊張(図-3.16の③)が主桁に拘束され十分な緊張力が導入されない可能性がある。そのため、主桁と横桁の接続部はコンクリート打込み時点では縁切りをしておき、既設高架橋と一体化する橋軸方向の緊張を実施後に縁切り部に無収縮モルタルを充填して構造系を完成させた。その後、横桁、横梁と主桁を一体化する緊張を実施することとなるが、構造が格子状であり、1部材に設計プレストレスを一度に導入するとその後他の部材の緊張作業により先に導入したプレストレスが減少することが懸念されたことから、各部材の構築時点では設計プレストレス量の半分を1次緊張としてプレストレスを導入し、受け桁全体の構造系完成後に残りのプレストレスを2次緊張として導入した。

受け桁の施工完了後、ジャッキによる死荷重受け替え、柱撤去、本設支承設置、ジャッキ除荷の手順を踏み、受け替えを完了した(写真-3.4)。その後、鉄道直下道路函体(図-3.14のB2中央部道路函体)を構築し、外環交差部の主要工事が完成した。本工事区間を含む外環千葉県区間は2018年6月に開業した。



写真-3.4 受け替え・柱撤去完了後

## 4. PC 構造における生産性向上

### 4.1 PCa セグメント桁

#### (1) 在来線のPCa セグメント桁

中部国際空港開港時に施工された空港連絡鉄道橋<sup>4-1)</sup>(写真-4.1、2005年開業)では、海上橋の急速施工を目的としてPCa セグメントの張出し架設工法が採用されている。また、東京駅と上野駅の間で東北新幹線の直上に施工された東北縦貫線(上野東京ライン)<sup>4-2)</sup>(写真-4.2、2015年開業)では、狭隘箇所での施工と新幹線直上施工の安全性確保を目的として、PCa セグメントのスパンバイスパン架設工法が採用されている。



写真-4.1 中部国際空港線のPCa セグメント桁架設状況



写真-4.2 上野東京ライン PC 箱桁架設状況

## (2) 整備新幹線における PCa セグメント桁

整備新幹線においては、前述のとおり特別な理由がない限り  $20\text{m} < L \leq 45\text{m}$  の桁については 5m ごとに PPC 単純 T 形桁の標準設計を実施してそれらを現地の状況に応じて配置している。従来までは、写真-4.3に示すように建設現場近傍にヤードを整備してセグメント分割しない主桁を製作し、架設位置まで近距離の輸送を行ったのちにクレーン架設するのが一般的であった。また、以前においてもセグメント分割しない条件で設計された PPCT 形桁を現場の状況により施工者が修正設計を行って PCa セグメント化する事例はあ



写真-4.3 現場ヤードでの PCT 形桁製作状況

たが、あくまでも主な目的は工期短縮であった。現場近傍ヤードにおける PCa 桁製作の利点は、運搬距離が短いことからセグメント分割する必要がなく、工場製作とほぼ同等な品質の高い主桁製作が可能である点である。また、セグメント目地が無いため PPC 構造を採用できるため経済性にも優れる。整備新幹線における PPC 構造の採用は PC 構造に比べてケーブル本数を少なくすることが可能であり、将来的なプレストレスによるクリープが少なく維持管理上有利と考えてきた背景がある。しかしながら、近年では都市圏での建設も多く、現場ヤードの確保が困難であることや、工場製作とは異なり常に PC 構造専門の技術者を現場に配置する必要があり、要員不足からその技術者を配置できないといった課題が表面化している。そのような背景を受け、近年では生産性向上に向けた取り組みの一環として設計段階から PCa セグメント桁を採用する事例も増えており、九州新幹線（武雄温泉・長崎間）や北陸新幹線（金沢・敦賀間）においては、一部の PPC 単純 T 形桁の設計を見直して PC 構造とした PCa セグメント桁にて工事を発注している。

## (3) PCa セグメント化への対応

これら事例では、従来までの方式で PPC 単純 T 形桁を計画していたものを PCa セグメント桁に見直したため下部工への影響を考慮する必要があり、桁断面を変更しないことが条件となった。このため、セグメント目地部の照査を満足させるためにプレストレス量を増加させる必要があり、一部の PCa セグメント化桁では当初と同じ 12S12.7 の PC ケーブルを端部 1 列で配置可能な本数の上限まで配置しても照査を満足しなかったため、端部での定着を一部だけ横に 2 列配置としたり（図-4.1）、12S15.2へと変更したりすることで対応した。これに合わせて、定着部近傍への補強鉄筋の追加や橋軸方向にテーパーを設ける対策を講じている。これら設計から PCa セグメント桁として工事発注した事例は現在架設中であるが、現在設計中の北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）の PC 標準桁においては、当初より PCa セグメント桁を想定しており、桁形状に制約がないことから 35m 以下の PC 桁については運搬上にも優れる PCU 形を採用する方向で進めている。

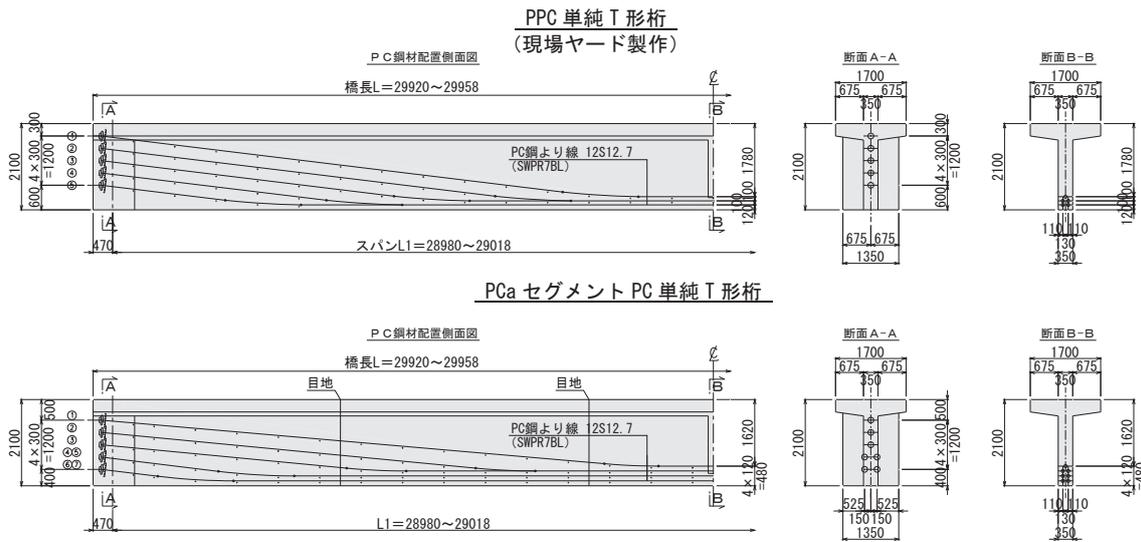


図-4.1 PCa化による PC ケーブルの増設の例

## 4.2 PCU 形桁

PCU 形桁 (U コンポ橋 : 以下、PCU 形桁) は、U 形の主桁 (写真-4.4) を PCa 部材として工場製作し、これを現場で架設したのち、主桁のスターラップ上部をジベル筋として用いて、場所打ちの RC 床版との一体化を図って構築する PC 桁である。



写真-4.4 PCU 形主桁

### 4.2.1 在来線における PCU 形桁

PCU 形桁が初めて採用されたのは、つくばエクスプレス<sup>4-3)~4-5)</sup> (写真-4.5) であり、当時は施工の省力化を図ることを主目的に開発が始められた。施工の省力化にあたって、肝要となったのは中間横桁の省略であり、工場製作で主桁に 5m ごとに隔壁を設けることで中間横桁の省略が図られた。また、成田スカイアクセスにおいては、新線区間 10.7km を準備工を除いてわずか 2 年程度で土木工事を完了する必要があった<sup>4-6)</sup>。そのため、工期短縮の一環として、ラーメン高架橋を桁式高架橋に変更し、この高架橋区間のうち 8 割で PCU 形桁が採用された。成田スカイアクセスの一般断面図を図-4.2に示す。主桁数は複線で 4 主桁、設計速度は 160km/h である。つ



写真-4.5 完成した PCU 形桁 (つくばエクスプレス)

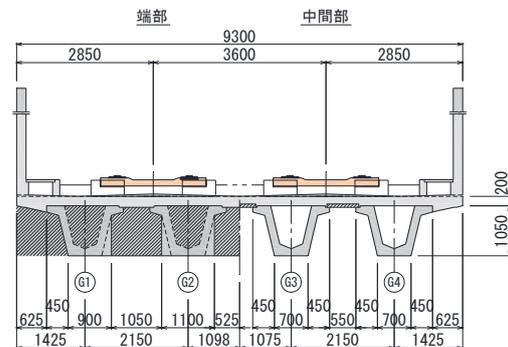


図-4.2 PCU 形桁一般断面図 (成田スカイアクセス)

くばエクスプレスでは、端横桁も PCa ブロックとしていたが、横締め PC 鋼材のシース管の接続に難があったため、場所打ちに変更した。つくばエクスプレス、成田スカイアクセス線のいずれも、運搬性を考慮し桁長は 20m としている。

#### 4.2.2 新幹線における PCU 形桁

新幹線における PCU 形桁は、北陸新幹線、稲荷千歳高架橋（以下、千歳町 BL）<sup>4-6)</sup>において、工期短縮や狭隘箇所における施工が制約条件となり採用した事例がある。千歳町 BL は 2つの営業線に挟まれており、新幹線の本線右側で JR 北陸本線（以下 JR 線）、本線左側で富山地方鉄道線（以下、地鉄線）が運行している（図-4.3）。その中でもとくに狭隘な区間は 220m に及んだ。

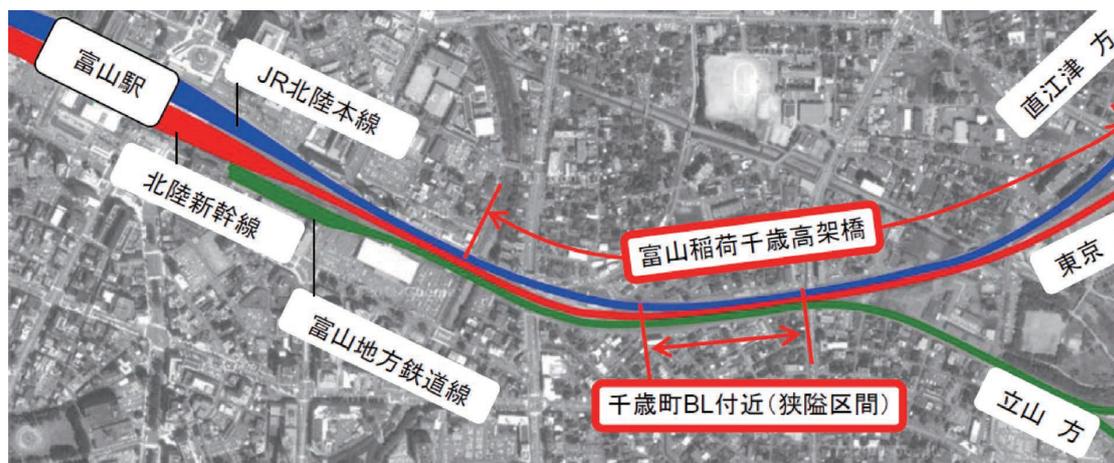


図-4.3 千歳町 BL 付近平面図

この 220m 区間において、本線左側と地鉄下り線（立山方面）との線路の離れは 5~10m で、最も狭い地点では橋脚く体から線路防護柵までの離れが 3m 程度となり、地鉄線の上空を占有する区間が生じた。一方、本線右側と JR 上り線（米原方面）との線路の離れは 9~16m で、最も狭い地点では橋脚く体から線路防護柵までの離れが 5.8m となる。工事用道路は、幅 5m が必要であり、橋脚の梁下を含めても、本線右側のみしか所要の幅員を確保できない状況であったため、（図-4.4）当初はラーメン高架橋を起点方から片押し施工することを計画していた。

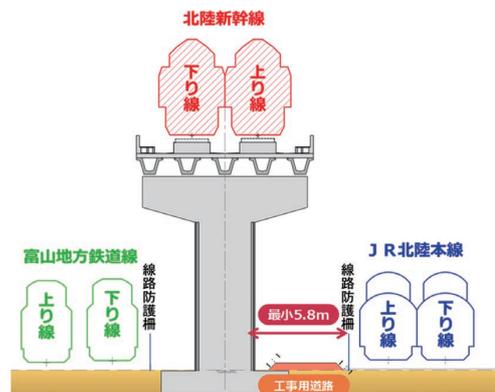


図-4.4 最小離隔地点における断面図

しかし、隣接工区との調整により工程を短縮する必要が生じ、もともと工事の着工が遅れていたことも重なった結果、当初の計画と比べて約7ヶ月の工期短縮が必要となった。変更となった現地条件を踏まえて、桁構造形式および施工方法を検討した結果、PCU 形桁を採用することとした。PCU 形桁であれば中間横桁が無いことに加え、図-4.5に示すように張出しスラブを設けないように桁配置を工夫することで、営業線上空でのコンクリート打設を減らすことができる。これにより、営業線に対する安全性、工期、経済性を満足し、高い生産性が確保された結果、工期限内に工事を完了することが出来た（写真-4.6）。断面形状に関しては、先に建設された在来線

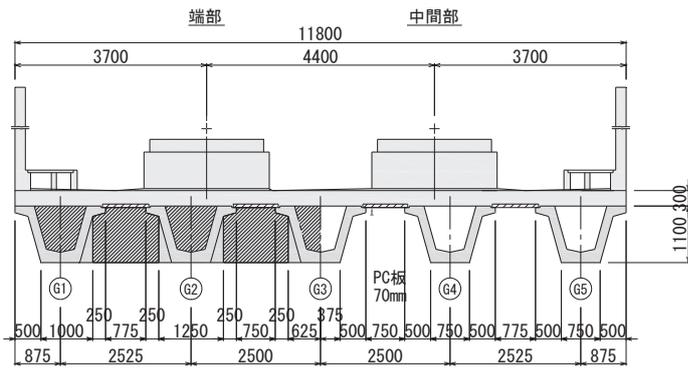


図-4.5 PCU 形桁一般図 (千歳 BL)



写真-4.6 完成した千歳町 BL

に比べて千歳町 BL では主桁を 5 本とし、桁高およびスラブを厚くしている。なお、桁長の 20m は運搬性に配慮して決定した。

### 4.3 PCa ラーメン高架橋

#### 4.3.1 PCa 化の背景

鉄道の大規模改良工事などでは、営業線の運行確保や狭隘なスペースでの施工、時間的・空間的な制約が多く、PCa 工法の適用が考えられる。また、技能労働者の不足を背景に建設業の生産性向上に向けた施策である「i-Construction」が国土交通省により推進されており、生産性向上に資する技術として、コンクリート工事における PCa 化が提案されている。ここでは、代表的な鉄道構造物であるラーメン高架橋の PCa 化技術を紹介する。

#### 4.3.2 PCa 工法の概要

ラーメン高架橋の PCa 化において、実績が多いハーフプレキャスト（以下、HPCa）工法<sup>4-7)</sup>は、工場製作した柱、梁、スラブなどの HPCa 部材を現場で、架設・接合し、現場打ちコンクリートで順次一体化させて高架橋を構築する技術である（図-4.6）。HPCa 部材は、構造部材の一部として機能し、場所打ちコンクリートと一体となり、荷重に抵抗する。HPCa 工法は、型枠・支保工を兼ねる HPCa 部材を用いることによる施工の省力化、作業効率の向上による工期短縮、工場製品を用いることによる品質の向上などの特長を有している。HPCa 工法の施工手順を図-4.7に示す。



図-4.6 HPCa 工法の概念図

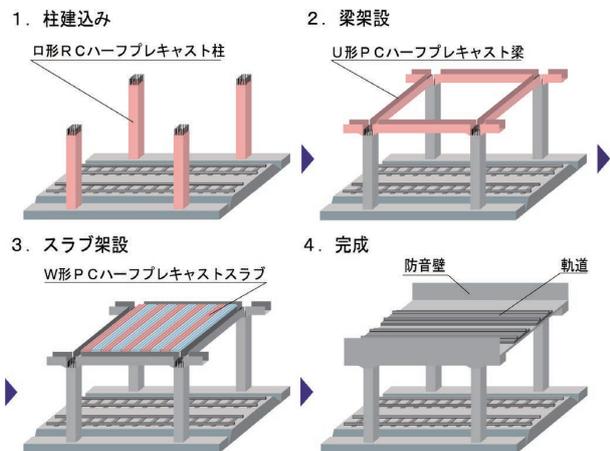


図-4.7 HPCa 工法の施工手順

①ステップ1

杭などの基礎を現場施工した後、構築した基礎の上に HPCa 柱を架設、軸方向鉄筋の接合を行う。柱基部の帯鉄筋を配筋し、根巻きおよび中詰めコンクリートを打ち込む。

②ステップ2

HPCa 梁を架設し、梁固定金具を用いて柱に固定する。

③ステップ3

HPCa スラブを架設、固定後、柱梁接合部の配筋を行い、梁中詰めコンクリートを打ち込んでラーメンフレームを構築する。引き続きスラブ上縁側鉄筋を配置した後、スラブコンクリートを打ち込む。

④ステップ4

橋面工の施工を行い、高架橋が完成する。

HPCa 柱は、図-4.8 (a) に示すように口型の中空断面形状であり、軸方向鉄筋と帯鉄筋が配置され、軸方向鉄筋は、基礎定着鉄筋と機械的に接合する。

HPCa 梁は、図-4.8 (b) に示すように U 形断面形状であり、部材軸方向に PC 鋼材、下縁側軸方向鉄筋、側方鉄筋およびスターラップが配置されている。施工中は支保工を設置しないため、部材端部で単純支持状態となる。そのため、自重および場所打ちコンクリート重量などの荷重に抵抗できるようにプレストレスを導入しており、完成後に荷重される荷重に対してはひび割れを許容する PPC 構造となる。

HPCa スラブは、図-4.8 (c) に示すように上縁側に突起をもつ凸断面形状であり、部材軸方向に PC 鋼材、下縁側軸方向鉄筋および部材軸直角方向に下縁側鉄筋が配置されている。部材軸直角方向の接合部における下縁側鉄筋は、施工性を考慮してループ継手が採用されている。施工中、部材軸方向は一方スラブとして梁上に設置され、単純支持状態となる。施工中の中間支保工をなくすため、スラブ支間方向に PC 鋼材を配置してプレストレスを与え、自重および場所打ちコンクリート重量などの荷重に抵抗する構造となっている。完成後、部材軸方向は PPC 構造、部材軸直角方向は RC 構造となる。

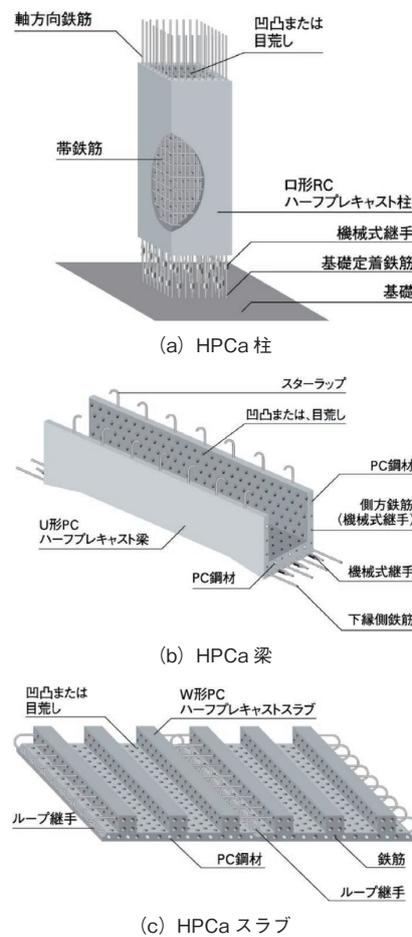


図-4.8 HPCa 部材

4.3.3 PCa 工法の適用事例

PCa 工法を用いたラーメン高架橋のおもな建設事例<sup>4-7)</sup>は、建設用地や工期の制約で梁、スラブを PCa 化したあおなみ線高架橋(名古屋臨海高速鉄道、2004年)(写真-4.7)、住宅密集地の営業線直上に高架橋を建設するため、工期、環境および安全対策の観点から、梁、スラブを PCa 化した東横線複々線化にともなう元住吉駅付近高架橋(東急電鉄、2006年)、また、営業線間という狭隘な用地における安全対策と工期の制約で、スラブを PCa 化したおおさか東線久宝寺駅付近高架橋(JR 西日本、2008年)などがある。さらに、住宅密集地の営業線直上に大規模に高



写真-4.7 PCa 梁・スラブの施工



写真-4.8 営業線直上の高架橋の施工

架橋を構築した蒲田高架橋（京急電鉄、2010年）がある（写真-4.8）。これは、柱、梁、スラブすべてをPCa化した事例である。最近では、北陸新幹線福井開発高架橋（施工中）などでPCa高架橋が建設されている。

#### 4.3.4 フルPCa工法の開発

土木分野では、コンクリートの外殻に中詰めコンクリートを打設するHPCa部材が用いられてきたが、建築分野では、中詰めコンクリートの打設が不要なフルPCa部材、さらに、梁柱接合部をPCa化（写真-4.9）したフルPCa工法<sup>4-8)</sup>がある。北陸新幹線福井開発高架橋では、この技術を導入し、ラーメン高架橋を建設している（写真-4.10）。フルPCa部材を用いたラーメン高架橋は、現場のコンクリートの打込みが低減されるため、さらなる施工の省力化が期待できる。なお、フルPCa工法の実構造物への適用にあたっては、PCa部材同士を接合するため、接合面を有する柱の変形性能や梁の疲労特性に関する载荷試験を実施し、接合面の一体性を確認した<sup>4-9)</sup>（写真-4.11）。



写真-4.9 PCa化された梁・柱接合部



写真-4.10 フルPCa高架橋



写真-4.11 PCa柱の载荷試験

### 4.3.5 PCa 化を前提とした設計

PCa 工法を用いたラーメン高架橋では、部材の接合に機械式継手が用いられる。機械式継手の使用にあたっては、設計時に継手径を考慮したかぶり、さらには、継手の配置や強度を考慮した性能照査が必要となる。また、上層梁の設計にスラブ断面を考慮しない場合、スラブと梁の接合方法の簡素化が可能となる(写真-4.12)。施工段階で、PCa 化の検討を行うと設計の再検討だけでなく、施工の省力化ができない場合があるため、設計段階から、PCa 化を前提とした設計を行うことが重要である。



写真-4.12 施工しやすい梁スラブ接合部

### 4.3.6 今後の展望

PCa 工法は、過密化する都市部の施工条件が厳しい鉄道高架橋の構築工事において、工期短縮や省力化、施工時の安全確保だけでなく、構造物の品質の確実な確保に有効な技術と考えられる。現状では、PCa 工法は場所打ち工法に比べると建設コストが高くなる傾向にある。しかし、今後のさらなる技能労働者数の減少を考えると、PCa 技術は、施工環境が厳しい条件下における適用だけでなく、一般的な施工環境においても活用され、生産性の向上に寄与することが期待される。

## 4.4 ロボットを活用した鉄筋組立自動化システム

現在、軌道スラブ製作において鉄筋組立自動化システム(以下、Robotaras [ロボタラス] 三井住友建設株式会社が開発)が導入された事例がある。ロボタラスは、さまざまな工種においてボトルネックとなる鉄筋組立工をロボットアームで自動化することで、建設現場の生産性を向上させる技術である(図-4.9)。現在の対象は温暖地における枠型スラブであり、PC 鋼材は配置されていないものの、図-4.10に示すように、ほぼすべての鉄筋を配置して結束までを自動で行う(写真-4.13、写真-4.14)。必要な補助作業員は2名程度であり、鉄筋および結束線の補充

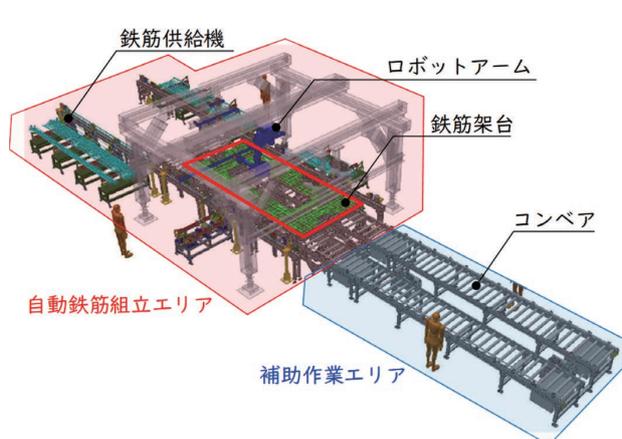


図-4.9 ロボタラス全体概要図

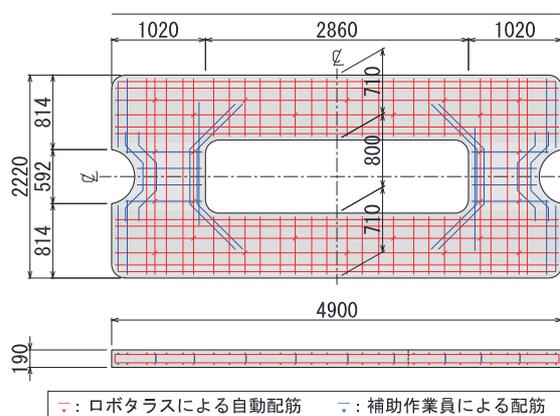


図-4.10 ロボタラスによる配筋対象  
(赤線がロボタラスによる配筋)



写真-4.13 ロボタラスによる配筋状況



写真-4.14 完成した枠型スラブ配筋

やベルトコンベアで移動した先での補強鉄筋の配置、補助的な結束だけを行うこととなる。この枠型スラブ製作においては、ロボタラスの導入により1人あたり鉄筋組立能力は約1.5倍となっており、大幅な生産性の向上が確認されている。今後はPC床版や主要構造物への適用も想定されており、現場での配筋作業を省力化することが期待される。

## 参考文献

- 1-1) 野口功：技術展望 プレストレストコンクリートの歴史－鉄道構造物－、土木学会論文集、No. 442、V-16、pp. 9-14、1992.2.
- 2-1) 仁杉巖：支間 30m のプレストレストコンクリート鉄道橋（信楽線第一大戸川橋梁）の設計、施工及びこれに関連して行った実験研究の報告 その1～3、土木学会論文集、No. 27、pp. 1-56、1955.7.
- 2-2) 筒井康平、藤村卓司、山本尚文、阿部雅史：北陸新幹線、第2竹田川橋梁の計画・設計、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、pp. 513-516、2019.11.
- 2-3) 石川太郎、齋藤眞秀、今林泰史、西澤知孝：新幹線最長支間 PC エキストラード橋 北陸新幹線細坪架道橋の設計・計画、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、pp. 517-520、2019.11.
- 3-1) 篠田貴宏、岩元篤史、山口卓：PC 単純下路桁鉄道橋の架替え工事—京王井の頭線 下北沢駅改良工事—、プレストレストコンクリート、プレストレストコンクリート工学会、Vol. 60、pp. 35-40、2018.
- 3-2) 篠田貴宏、綱島竜大、岩元篤史、山口卓、北村健、趙唯堅：UFC 鉄道橋の設計と施工（京王井の頭線 下北沢駅付近橋梁架替え工事）、橋梁と基礎、Vol. 52、No. 5、pp. 15-20、2018.
- 3-3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、2004.
- 3-4) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針（案）、コンクリートライブラリー-113、2004.
- 3-5) 大庭光商、松田芳範：高架橋の拡幅設計・施工事例（1）、SED、No. 3、pp. 2-13、1994.11.
- 3-6) 初貝隆一、清水登、興石逸樹：連続 PC 箱桁の拡幅設計、SED、No. 2、pp. 56-61、1994.5.

- 3-7) 中村真二、大郷貴之、三丸英寿、鈴木健一：総武線市川・本八幡間外環こ道橋アンダーピニング、SED、No. 43、pp. 14-21、2014.5.
- 4-1) 川口興二郎、石田喜洋、加藤一志、南雲広幸：中部国際空港連絡鉄道橋の設計・施工、プレストレストコンクリート、Vol. 46、No. 2、pp. 47-55、2004.3.
- 4-2) 築島大輔、大郷貴之、玉井真一、西恭彦、石井秀和、岡本大：鉄道の取り組み、第46回PC技術講習会資料、pp. 65-84、2018.6.
- 4-3) 剣持三平、種田昇、佐藤正明、松下朗：U形コンポ橋の開発・設計、プレストレストコンクリート技術協会 第10回シンポジウム論文集、2000.10.
- 4-4) 柿崎孝夫、種田昇、阿部浩幸、三瀬あゆこ：PPC 鉄道U形コンポ橋の実験、プレストレストコンクリート技術協会 第10回シンポジウム論文集、2000.10.
- 4-5) 柿崎孝夫、金森真、川崎誠：つくばエクスプレス（鉄道）に採用したPCU型桁式高架橋の開発、プレストレストコンクリート、Vol. 47、No. 5、2005.9.
- 4-6) 石川太郎、井上翔、渡辺勉、後藤恵一：整備新幹線用PCU形桁の開発に向けた検討、プレストレストコンクリート工学会 第27回シンポジウム論文集、pp. 465-470、2018.11.
- 4-7) 黒岩俊之、王肇明、服部尚道、小西哲司：狭隘な市街地の連続立体交差事業の課題を解決する、コンクリート工学、Vol. 56、No. 9、2018.
- 4-8) 喜多直之、三倉寛明、岡本大、田所敏弥：建築プレキャスト工法の鉄道高架橋への展開、コンクリート工学、Vol. 55、No. 9、2017.
- 4-9) 鉄道総合技術研究所：モルタルスリーブ継手を用いたプレキャストラーメン高架橋の設計・施工指針、2015.

## PC 橋に関する海外の話題 —イタリアにおける橋梁の崩壊事例、fib シンポジウム2019—

国際対応小委員会	埼玉大学名誉教授・客員教授	陸 好 宏 史
	八千代エンジニアリング(株)	伊 藤 均
	住友電気工業(株)	勝 田 浩 一
	(株)富士ピー・エス	河 邊 修 作
	鹿島建設(株)	関 口 豪 賢
	(株)ピーエス三菱	中 井 聖 棋
	東京大学 生産技術研究所	長 井 宏 平
	オリエンタル白石(株)	二井谷 教 治
	神鋼鋼線工業(株)	細 居 清 剛
	大成建設(株)	細 谷 学
	中日本高速道路(株)	牧 田 通
	三井住友建設(株)	吉 野 正 道

### 1. イタリアにおける橋梁の崩壊事例

イタリアでは2014～2018年の5年間で5橋の道路橋が崩壊し、数十名に及ぶ人命が失われた。崩壊の直接的な原因である構造上の問題は各橋によって異なるが、これらの橋梁の崩壊をもたらした背景・要因は建設時の技術レベルの未熟さによる設計上の不備と、適切な維持管理に関する知識の不足であったとされている。イタリアの橋梁の多くは1950～60年代の経済成長期に建設されたものであり、その大部分が当時成熟した技術であったとは言い難いPC構造を用いて建設された橋梁であった。イタリアにおける橋梁の状況は日本における橋梁の状況と大きくは変わらないものであり、近年のイタリアでの橋梁の崩壊事例を学ぶことは日本における橋梁の維持管理を考える上でも大いに参考になると考えられる。以下では、5橋の道路橋の崩壊について概要を説明する。

#### 1.1 ペトルッラ高架橋<sup>1)</sup>

ペトルッラ (Petrulla) 高架橋はシチリア島の州道626号の橋梁で、12連のPC単純I桁 (支間 40m) により構成される。1連は、4本のI桁を 2.85mの間隔で並べて5箇所横桁により一体化して構成されており、全幅員は 11.3m である (図-1.1)。本高架橋のうちの1連が2014年7月7日に崩壊し、4名が負傷した。崩壊の原因は、支間中央でPC鋼材が破断し、主桁がせん断破壊したことであ

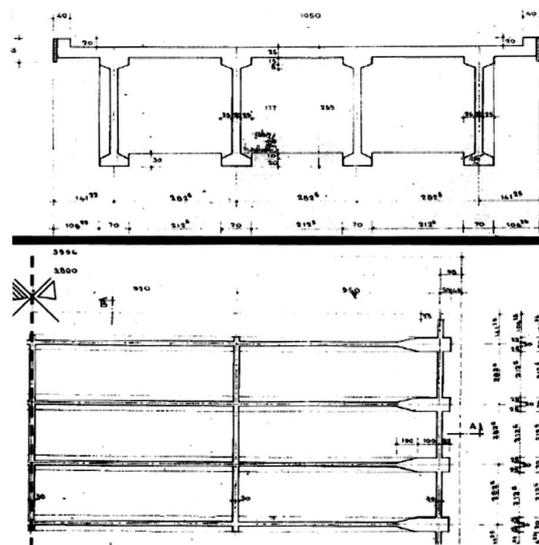


図-1.1 ペトルッラ高架橋の断面図と平面図

る(写真-1.1)。崩壊後の調査で、鋼部材が著しく劣化していたことが判明している。具体的には、広範にわたる PC 鋼材の腐食、鋼製シースの著しい腐食およびグラウトの未充填である(写真-1.2)。本高架橋は1980年代に建設されたものであり、供用年数が約30年にしては劣化がかなり進行している状況であった。調査では建設時点での初期欠陥があったことが判明しており、とくに緊張材に関してさまざまな施工不良があったことが指摘されている。具体的には、グラウトは注入されたかのように見せかけていたこと、グラウトホースのあと処理が適切に実施されていなかったことであり、そのために水分が浸入しやすい状態となっていたことから PC 鋼材や鋼製シースにとっては厳しい腐食環境が形成されていたと考えられる。このほかにも、緊張材の配置位置が適切ではなく十分なコンクリートのかぶり確保されていなかったこと、ワーカビリティの良くないコンクリートが使用されたため打込み不良があったことおよび伸縮装置の止水が適切でなかったことなどが挙げられる。

本高架橋全体の状態を確認するために目視による点検が実施され、「顕著な変状なし」から「腐食した PC 鋼材が目視可能な状態」までの4段階で変状の程度が評価された。その結果、確認された変状のうち非常に悪い状態と判定されたものは約7%であるが、それぞれ8箇所の異なる位置での変状であり、8本のI桁でプレストレスが失われていた可能性があったことが分かった。本高架橋は断面修復工や外ケーブルの追加などで補修・補強され、4年後に再度供用が開始された。構造物が機能しないことによって生じる調査や補修・補強の費用および社会的費用は、丁寧な建設に要する費用より非常に高いということに留意すべきである。



写真-1.1 崩壊したペトルッラ高架橋



写真-1.2 腐食した PC 鋼材と鋼製シース

## 1.2 アンノーネ跨道橋<sup>1)</sup>

ロンバルディア州レッコ県に位置する州道36号を跨ぐアンノーネ(Annone)跨道橋が、2016年10月18日に崩壊した。この事故で、運転手が1名死亡し、数名の負傷者が発生するなど、イタリア社会に大きな衝撃を与えた。本橋は、1960年から1962年の間に建設された3径間連続ゲルバー桁橋である(図-1.2)。支間中央の吊桁は、長さ24.60m、幅4.40mであり、5本のプレキャスト PC-I 桁で構成されていた。ゲルバー桁支点部の桁高は0.575mであり、標準的な鉄筋配置であった(図-1.3)。本橋は桁下空間が5m未満と低かったため、桁下を通行する車両による複数回の衝突を受けていた。衝突により吊桁支点部が損傷したため鉄筋とCFRPにより補

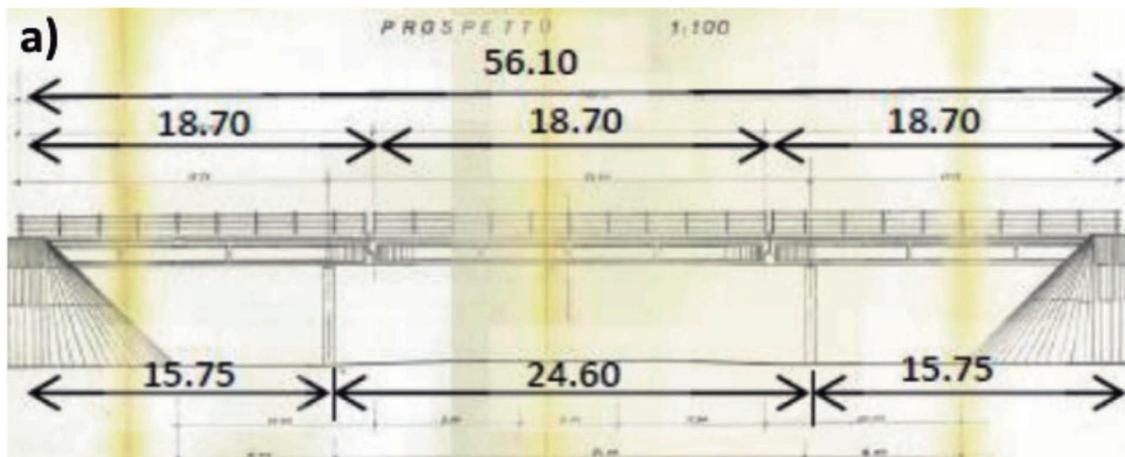


図-1.2 アンノーネ跨道橋一般図

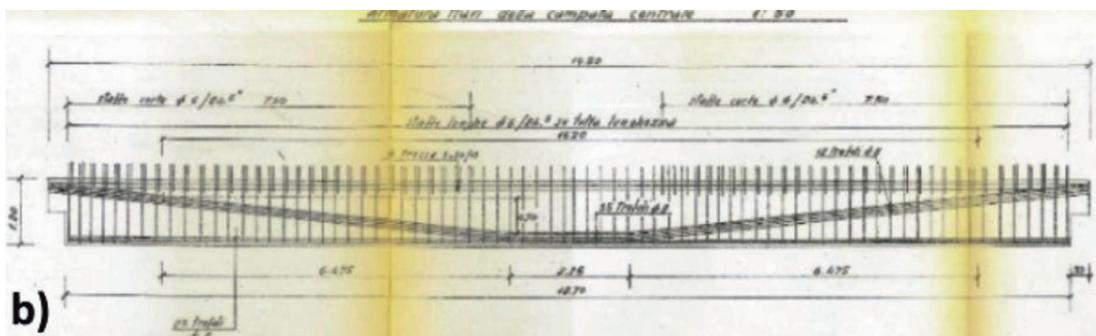


図-1.3 ゲルバー桁の配筋図

修されたが(写真-1.3a)、その際に受桁支点部で進展しつつあったせん断ひび割れについては補修・補強などの措置が取られなかった。その後の点検において受桁支点部が湿潤している状態が頻繁に確認されるようになったが(写真-1.3b)、これは吊桁支点部の補修時に吊桁と受桁の不整合(2.5cm)が生じ、受桁支点部に滞水しやすい状況となったためである。

崩壊は、総重量107.6トンで8軸の大型トラックが本橋を低速で通過しているときに発生した(写真-1.3c)。大型トラックの全長が中央の吊桁部分に入りその全重量が吊桁に載荷されたとき、受桁支点部が破壊した。構造物に作用していた荷重は約172トンで、これは本橋の設計上の終局荷重である155トンを約10%超過していたが、この超過分は安全率の余裕代で抵抗できるはずであった。



a) 桁支点部補修後

b) 受桁支点部湿潤状態

c) 崩壊直後

写真-1.3 アンノーネ跨道橋の崩壊前後の状況

本橋はイタリアの構造物設計基準で規定されるⅡ種の橋梁に分類されるが、そこで要求される構造上の安全性は満たされていなかった。事故調査により明らかになった要因を以下に示す。

- ・建設時点でゲルバー桁支点部に設計ミスがあり終局耐力が低かった。
- ・Ⅱ種の橋梁としてプレキャスト桁の配筋が不十分であった。
- ・受桁支点部に発生していたせん断ひび割れの影響により鉄筋の腐食が促進した。
- ・大型車両の载荷により、本橋の終局耐力相当の断面力が頻繁に発生していた。
- ・車両荷重の偏載荷により、大幅に増加した荷重が受桁支持部に作用していた。

以上の要因は、崩壊後の本橋に対して実施した部材の破壊を伴う調査によって明らかになった。供用中の橋梁には破壊を伴う調査を実施することは困難であるため、ゲルバー桁支持部などの注意を要する部位に対しては、耐荷力の確認や保護工の施工などが維持管理上の対策として実施できるのみである。

注： イタリアの構造物設計基準において、橋梁は設計活荷重によって3種類に分類されている。ⅠおよびⅡ種は道路橋であり、Ⅲ種は歩道橋である。Ⅱ種ではⅠ種に比較して、やや低減された設計活荷重が設定されている。

### 1.3 アンコーナ跨道橋<sup>1)</sup>

マルケ州アンコーナ（Ancona）近くで高速道路 A14号を跨ぐアンコーナ跨道橋は、2017年3月9日に崩落した（写真-1.4）。本橋は、橋長 36m、幅員 16.5m の単純鋼合成鉄桁橋であった。崩落した当時、本橋は改修工事を目的にリフトアップされた状態にあり、仮支柱によって支持されていた。この崩落により、高速道路を通過していた2名の尊い命が奪われた。

本橋の崩落はこれまでのケースと異なり、改修工事中の人為的なミスにより発生した。改修工事には、直下の高速道路 A14号線の拡幅工事に備え、リフトアップによる橋の高さ調整工事、下



写真-1.4 崩壊直後のアンコーナ跨道橋

部工の拡幅工事およびそこに隣接するランプウェイの工事が含まれていた。橋の高さ調整工事は、油圧ジャッキを用いた数センチ単位のリフトアップと鉄板シムによる仮置きを繰り返しながら実施される予定であった。しかし、実際の工事を担当した専門会社は、鉄板よりも軽量でハンドリングが良いネオプレンプレートを一部で使用していた。事故検証時に実施された解析の結果、橋を支持する仮支柱同士の数ミリ程度の高低差が、仮支柱上に積み上げられたネオプレンプレートのせん断変形では吸収できないほどの水平力を発生させることが分かった。この水平力は橋に想定外の水平変位を引き起こし、本橋の崩落へと導いた。

より詳細な調査は現在も継続して実施されている。今回の事故は、近年の橋梁工事現場における熟練技術者・技能者の減少および後継者不足といった喫緊の問題が顕著に現れた事例である。

#### 1.4 フォッサノのランプ橋<sup>1)</sup>

崩壊した橋梁は、ピエモンテ州クオーネ県にあるフォッサノ (Fossano) バイパスを構成する108橋ある橋梁の一部で、県道165号を跨ぐラ・レアーレ (La Reale) 高架橋の一部のランプ橋である。崩壊は2017年4月18日14時45分に発生し、幸運なことに、高架橋の上と下を通行する車両はなかった (写真-1.5a)。本橋は面外変形を生じることなく突然崩壊した。

本橋は橋長 30.80m、幅 8.90m の単純桁を連ねた橋梁であり、ポストテンション方式多主箱桁と現場打ち床版で構築されていた。主桁断面は二つのU桁を現場打ちのせん断キーで接合して構成され、橋軸方向は中央部 11.50m、側部 9.35m の3セグメントを幅 0.5m の現場打ちコンクリート継手で接合して構成されていた (写真-1.5b)。ポストテンション構造は、径が0.8インチのPC鋼より線を19本束ねたケーブルを8本配置して形成されていた。1径間の総重量は約 400tであった。



写真-1.5 崩壊直後のフォッサノのランプ橋

崩壊した橋梁の主桁セグメント接合部には損傷のないものと破壊したものがあり、地面に落下したときの衝撃で主桁のせん断破壊が生じた。また、支承が前方にわずかに滑っていた痕跡も確認された。目視による調査の結果、プレストレスが失われたことにより主桁セグメント接合部の一つがせん断破壊し、それが崩壊の引き金となったことが分かった (図-1.4)。これは、支承と損傷のない接合部の間の一部でケーブルが損傷していたことを意味する。また、破壊した接合部付近において、ケーブルにグラウトが適切に充填されていなかったことも判明した。

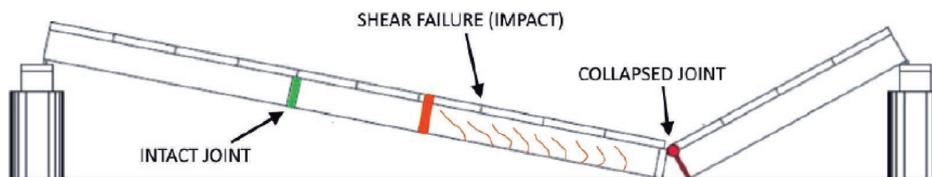


図-1.4 フォッサノのランプ橋の崩壊メカニズム



写真-1.6 破壊した接合部と崩壊後の橋梁の外観

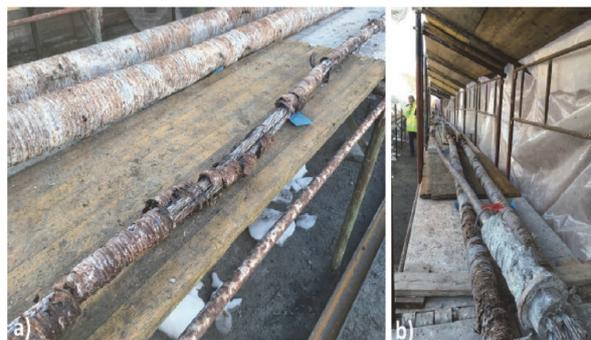


写真-1.7 抽出されたPC鋼材とシース

本橋で確認された変状は、供用開始から20年しか経っていないコンクリート構造物にみられる一般的な変状とは言い難く、さらに全体的な外観状況は健全であった(写真-1.6)。構造上の欠陥ともいえるこの通常では考えられないような崩壊は詳細に分析され、またその原因を把握するために本橋は解体され詳細に調査された。本橋の崩壊を調査するために実施された検討の数は膨大であり、水の浸入経路を特定するための模擬降雨試験、結晶化した残留物やカビの化学的試験、そして各セグメントを慎重に解体し各ケーブルが抜き取られ調査された(写真-1.7)。各ケーブルの調査から、シースのグラウト充填量とストランドの腐食状況の間に直接的な相関があることが確認された。

本橋の構造における脆弱性は次のように要約できる。

(i) じん性および構造安定性の欠如、(ii) PCケーブルの機構に冗長性がない、(iii) ケーブル内部へのグラウト注入が不十分で、水がシース内部に流入した、(iv) 点検のための通路や検査路がまったくない。

### 1.5 ポルチェヴェーラ高架橋<sup>1)、2)</sup>

2018年8月14日、ジェノヴァの高速道路A10号に架かるポルチェヴェーラ(Polcevera)高架橋が崩壊し、43名の方が犠牲となった(写真-1.8)。本橋はリカルド・モランディによって設計され、1967年に完成した。ここでは、崩壊の原因についてその概要を述べる。

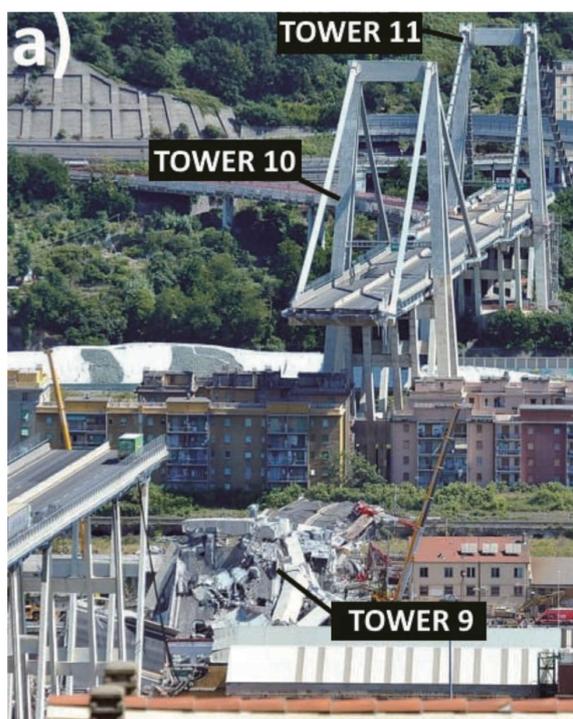


写真-1.8 ポルチェヴェーラ高架橋の崩壊

本高架橋の概要は図-1.5に示すとおりで、No. 9～No. 11橋脚は長スパン化を可能とした三つの「バランスド・システム」により構成されており、崩壊したのはNo. 9橋脚である。バランスド・システムの構成は、二つのA型形状をした主塔、橋脚からの傾斜したストラットと主塔頂部から配置されている4本の斜材で支持された5室箱桁断面を有する主桁（受桁）、およびスパン中央部で単純支持され6本のプレキャストPC桁で構成されたゲルバー桁（吊桁）である。各斜材には、呼び径12.7mmのストランド464本が配置されている。最初に主桁の自重を支持することを目的とした352本のストランドが配置されて場所打ちコンクリートが巻き立てられ、次に112本のストランドがポストテンション方式で緊張された。最終的にすべてのシース内にグラウトが充填されて主桁に接続された。

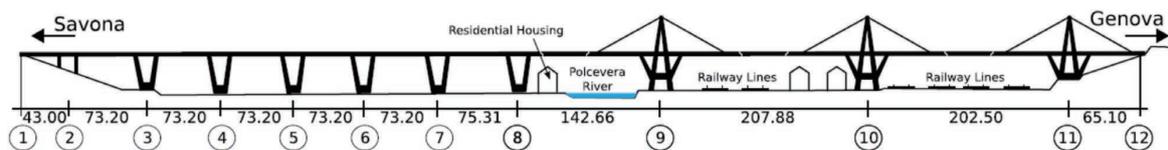


図-1.5 ポルチェヴェーラ高架橋概略図

1990年代の初頭には、グラウトの未充填や緊張材の腐食など、広範囲に及ぶ変状が確認され、No. 11主塔に定着する斜材の取替えやそのほかの補修・補強が実施された。また、斜材と主桁の緊張材にグラウトの未充填が多く確認され、明らかに断面損失しているものがあり、鋼材が破断し緊張力が完全に失われているものもあったと報告されている。

構造上重要な断面の安全性を検証するため、非線形断面計算プログラムなどによる解析が行われた。受桁および吊桁の曲げおよびせん断に関する照査の結果、死活荷重載荷時、地震荷重載荷時および1本の斜材撤去時のいずれの条件についても、受桁および吊桁は十分な耐力を有することが確認された。ところが、斜材が破断した場合、受桁には大きな面内曲げとねじりが発生することから、受桁の照査が行われた。斜材を1本撤去した場合、残る1本の斜材の張力は約1.73倍に増加し、釣合いを失った斜材張力の上向きの成分は受桁にねじりを発生させる。加えて、受桁内の橋軸方向軸力の偏心により面内曲げモーメントも発生する。ねじりだけに対しても受桁は十分な耐力を有していないが、加えて面内曲げモーメントによる引張力と圧縮力を考慮すると、状況はより悪化する。1本の斜材が破断し、それによって受桁のねじり破壊が生じるというのが、妥当性の高い破壊形態であると考えられる。

この結果を受け、応用要素法（AEM）による解析ソフトウェア「Extreme Loading for Structures (ELS)」を使用して、想定される三つのシナリオについて崩壊メカニズムと要因が検討された。一つめのシナリオは、斜材の緊張材が腐食の進行によって断面積が徐々に減じて斜材の剛性が低下し、鉛直変位の相対差によって主桁にねじりが発生するというものである。二つめのシナリオは、吊桁の支持部近傍に衝撃荷重が載荷されることで崩壊が生じるというものである。しかしながら、いずれのシナリオも非現実的な状況にならない限り崩壊に至らないことが判明した。三つめのシナリオは、南西側斜材の主塔側定着部における緊張材の疲労による破断、または、南西側斜材の主桁定着部における破壊である。このシナリオによる橋梁全体の崩壊の過程は、次のとおりである（図-1.6）。(i) 橋脚ストラットの西側にある断面で受桁がねじり破壊し、ほぼ形状を保持したまま吊桁が落下、(ii) 続いて南西側斜材が開放され受桁が落下、(iii) 南側主塔が破壊し続いて北側主塔が破壊、(iv) 主塔の破壊片が残る主桁に落下し主桁が破壊。

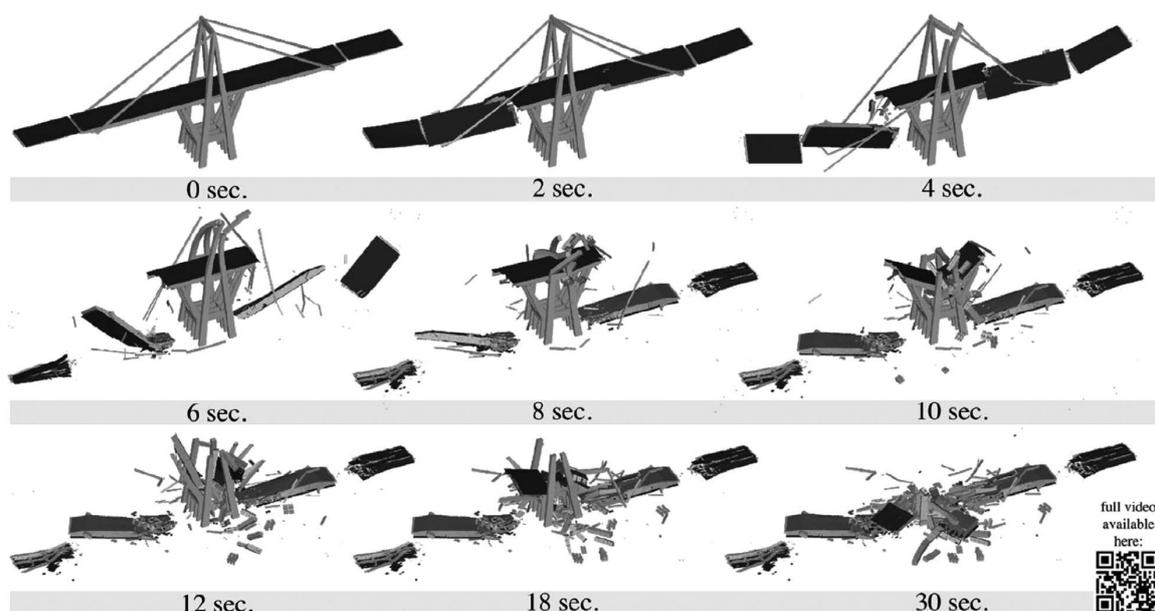


図-1.6 南西側斜材の主塔側定着部での破壊による高架橋全体の崩壊の過程

この崩壊の過程は、現場で収集された証拠から想定される崩壊の過程とよく一致することから、南西側斜材の主桁の破壊または主塔側定着部における緊張材の疲労による破断によって、本橋梁の崩壊が生じたというシナリオが最も可能性の高いものである。

上記の検討は、直接的な崩壊原因を推定するものであるが、背景には本質的な要因も潜んでいることを忘れてはいけない。一つは、設計が行われた60年代では、高次元の不静定構造を解析するためのツールが発達しておらず、比較的単純な構造が採用されたことである。その結果として、構造物の頑健性と冗長性が不足していたことは否めない。もう一つは、維持管理の側面である。定量的な把握がなされていたかどうかは不明であるが、崩壊の生じたNo. 9橋脚でも、少なくともグラウト充填不足や鋼材の腐食などの不具合は把握できていたと思われる。実際、鋼材の交換が計画されていたとの報告もあり、それが実施されていれば、崩壊は回避できたのかもしれない。

## 2. fib シンポジウム2019および橋梁視察

fib (Fédération internationale du béton/International Federation for Structural Concrete : 国際コンクリート構造連合) のシンポジウムが2019年5月27日から29日までの3日間、ポーランドのクラクフにて開催された。

本章ではシンポジウムの概要、開催国ならびに近隣に位置するチェコおよびドイツで実施された橋梁視察<sup>3)</sup> について紹介する。

### 2.1 fib シンポジウム概要

今回のシンポジウムは、“Concrete-Innovations in Materials, Design and Structures”をテーマに、クラクフ市内にあるベストウエスタンプレミア クラクフホテル (Best Western Premier Kraków Hotel) にて開催された。本シンポジウムは、クラクフ工科大学 (CUT) の工学部とポーランド fib ナショナルグループが共催した。

開催都市クラクフは、ポーランド南部に位置する歴史ある都市のひとつであり、17世紀初頭にワルシャワに遷都するまではポーランド王国の首都であった。また、この古都はポーランド最古のヤギェウォ大学や経済大学、工業大学などさまざまな大学があり、学術研究の盛んな街である。旧市街にはビスワ川が流れ14世紀に建てられたヴァヴェル城を中心に、織物会館や大聖堂があるヨーロッパ最大の中央広場などがあり、歴史を感じさせる街並みが現在まで残っている貴重な場所である。

本シンポジウムには48か国から500人以上の参加者があり、セッションでは補修と補強、せん断とねじり、疲労と繰返し荷重、耐久性と持続可能性、プレファブなど幅広いトピックが取り上げられた。日本からの参加者は、ドイツ(64名)・ポーランド(62名)を上回る78名となり、最多であった。

初日の午前中に行われたオープニングセレモニーでは *fib* 授与式があり、*fib* 組織活動に重要な貢献をされた個人に贈られる *fib* 2019 Honorary Life Member を Ulf Nurnberger 氏が受賞された。最後に若手技術者に贈られる Achievement Award for Young Engineers では Benjamin Kromoser 氏が受賞した。また、2日目の基調講演(Keynote Lecture)の前には Professor Andrzej Ajdukiewicz の功績を紹介する特別講演が行われた。

一般講演のトピック名および発表件数を表-2.1に示す。今回は、8項目のトピックに関してセッションが設けられ、3日間を通じて合計283件の発表が行われた。国別の発表割合を図-2.1に示す。日本からの講演は27件であった。

表-2.1 一般講演のトピックと発表件数

Topics	講演数	日本分
INNOVATIONS IN MATERIALS	54	5
INNOVATIONS IN DESIGN	61	3
INNOVATIONS IN STRUCTURES	67	10
STRENGTHENING & REPAIR	20	4
SHEAR & TORSION	27	1
FATIGUE & CYCLIC LOADS	12	0
SUSTAINABILITY & DURABILITY	30	4
PREFABRICATION	12	0
合計	283	27

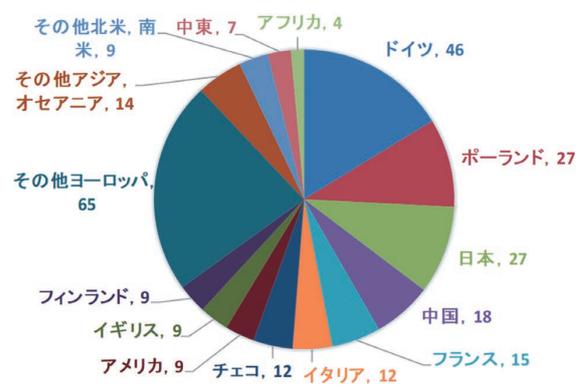


図-2.1 一般講演の国別発表件数

## 2.2 橋梁視察

今回の橋梁視察では、*fib* シンポジウムの開催地であるポーランドおよび隣国のチェコ・ドイツの3か国で合計10橋の橋梁を視察した。視察した橋梁の位置図を図-2.2に、視察した橋梁の一覧を表-2.2に示す。

### 2.2.1 ポーランドの橋梁視察

ポーランドでの橋梁視察は、*fib* シンポジウムが開催されたクラクフの郊外にあるビスワ川橋を視察した。ビスワ川橋の架橋位置は、気温は-5℃から25℃と夏は快適だが冬は凍える寒さで、年間を通じて曇りの多い地域である。



図-2.2 視察橋梁の位置図

表-2.2 視察橋梁一覧

No.	国	橋梁名
1	ポーランド	Most Kardynała Franciszka Macharskiego (ビスワ川橋)
2	チェコ	Viaduct across the Hrabynka Creek Valley (フラビンカ高架橋)
3	ドイツ	New Hoechst Bridge、Werksbrücke West (第二メイン橋)
4		Flehe Brücke (フレエ橋)
5		Rheinknie Brücke (ラインクニー橋)
6		Deutzer Bridge (ドイツター橋)
7		Limburg Viaduct (リンブルク高架橋)
8		Nibelungen bridge (ニーベルンゲン橋)
9		Kochertal Viaduct (コツハタール高架橋)
10		Murr valley Viaduct (ムルバレー高架橋)

(1) ビスワ川橋 (マハルスキ橋)

本橋は、ビスワ川に架かる高速道路S7号線の一部であり、北と南の地方を結ぶ斜張橋である。橋長は706mあり、斜張橋部の最大支間長は200m、主塔はA型で高さは63mである。マハルスキ卿にちなんでマハルスキ橋とも呼ばれており、マウオポルスカ地方でもっとも長い橋である(写真-2.1)。

支間の長い中央径間部は主桁および横桁が鋼、床版部が鉄筋コンクリートの合成構造として軽量化が図られ、側径間はPC桁である。主



写真-2.1 ビスワ川橋 (マハルスキ橋)

塔は鋼製で、サドル部のみコンクリートが充填されている。なお中央径間の鋼桁は側径間上で組み立てられ、送出しにより河川内に設置したベント上に架設された。その後スラブおよび斜材の緊張という手順で構築されている。

## 2.2.2 チェコの橋梁視察

ポーランドの隣国であるチェコではフラビンカ高架橋の視察を行った。クラクフから西に約200km離れたチェコのモラヴィア・シレジア地方にある都市高速道路で、丘陵地域の谷を跨ぐ高架橋である。

### (1) フラビンカ高架橋

本橋は、チェコのオストラバ市とオパヴァ市を結ぶ高速道路でありフラビンカ渓谷を跨ぐ高架橋である。コンクリート床版を有するストラット付き鋼箱桁橋で、橋長 327m で最大支間長は 66m、幅員は 25.7m、送出し架設工法により2015年に完成している（写真-2.2）。

本橋は、片側2車線の上下線一体構造であり、全幅員 25.7m を有する広幅員断面の橋梁である。断面は鋼箱桁と鋼製ストラットにより支持されたコンクリート床版からなっており、鋼箱桁は下部フランジと傾斜ウェブによる開断面である。箱桁には断面中央と左右外側に縦桁が配置されており、外側の縦桁にストラットが接合されている。床版は、プレキャスト部材と場所打ちコンクリートにより構成されている。

架設は、鋼箱桁・ストラット・縦桁で構成される主桁断面を、橋軸方向に20セグメントに分割した送出し架設により行われている。主桁架設が完了したのち、プレキャスト部材の床版を設置し、その上に場所打ちコンクリートを打設して床版断面が構築された。

ストラットのウェブ側に切れ目を入れたストラットをウェブに溶接された1枚板に差し込んだ様に見える接合方法が特徴的であった。



写真-2.2 フラビンカ高架橋

## 2.2.3 ドイツの橋梁視察

ドイツでの橋梁視察は、フランクフルト・ケルン・デュッセルドルフが位置する西部～南西部に位置する8橋を視察した。うち4橋はヨーロッパにおける重要な交通路であり産業の拠点となっているライン川に架かる橋梁であった。

### (1) 第2マイン橋

本橋は、フランクフルトにあるヘキスト工業地域内のマイン川を跨ぎ、工業地域内の輸送用道路・鉄道橋の併用橋でディビダーク工法により架設されたPC斜張橋である。橋長 294m、最大支間長 148m、幅員 31m、主塔高さ 52m で1972年に完成した（写真-2.3）。

主桁はPC箱桁であり、橋軸方向に3m間隔で横桁が配置されている。また、本橋は2面吊り



写真-2.3 第2マイン橋

の斜張橋であるが、約 31m の幅員に対して、2本の主塔の間隔は約 8m となっている。つまり、斜材定着部は幅員の両側にある張出し床版の先端付近ではなく、床版を幅員方向に3分割するような位置に配置されている。斜材より外側が2車線の車道および歩道で、斜材間に鉄道用のレールが敷設されている。竣工は1972年であるが、道路・鉄道併用の斜張橋として、そして斜材に並列ケーブルを用いたハープ型の斜張橋としては世界初の橋梁である。

## (2) フレーエ橋

本橋はデュッセルドルフ市フレーエにおいてライン川を跨ぐ、鋼とコンクリートの複合斜張橋である。橋長は 1148m、幅員は 41.7m、主塔はRC逆Y字型で高さ 145m、1979年に完成した(写真-2.4)。

ライン川を跨ぐ主径間部分が鋼桁構造、アプローチ橋がPC構造となっており、主塔の横梁位置で連結されている。上下線一体断面で、斜材を中央に配置し、鋼桁側がファン型、PC桁側がハープ型配置となっている。鋼桁とPC桁は鋼製の横梁を介して連結されており、14000本のスタッドとPC鋼材で軸力を、6000本のスタッドでせん断力を伝達する構造となっている。また横梁は、主塔の脚より支承を介して単純支持されている。



写真-2.4 フレーエ橋

本橋は完成から40年が経過しており、2012~2013年に伸縮装置の交換、2015年にケーブルの点検工事、2017年にコンクリートの補修工事が実施されている。現在も大規模な補修工事が行われており、移動式台車を使った鋼桁の点検、補修を行っている状況が見られた。

## (3) ラインクニー橋

本橋もライン川に架けられた鋼斜張橋で、デュッセルドルフ市のフリードリヒシュタットとオーバーカッセルを結んでいる。橋長は 561m、最大支間長 319m、幅員 28.9m、主塔は鋼製T形断面で高さ 114m、1969年に完成した(写真-2.5)。

本橋は、都市計画上の理由からライン川左岸に位置する2本の主塔を挟んで、河川側の主径間は支間長 300m 強の鋼桁、河川敷側は4基の橋脚を設けた支間長 50m 弱の鋼桁という非対称の構造である。斜材は平行に4段設けられ、河川敷側は中間支点ごとに定着されている。鋼製主塔はT形断面のため、そのエッジの存在によりさらにスレンダーさが強調されている。主塔は外側のみテーパが設けられ、基部 5.2m × 4.2m から頂部 3.4m × 3.0m へと変化している。なお、主塔は、地表面の基礎上に直接設けられている。斜材ケーブルにはロックドコイルロープを使用しており、桁側面に設けられたコンソールにて、分岐定着されていることが現地を確認できた。



写真-2.5 ラインクニー橋

#### (4) ドイツァー橋

本橋はケルンの大聖堂にほど近いライン川に架かる橋梁であり、同一支間、同一な桁形状で鋼橋とコンクリート橋が並列する珍しい橋梁である。橋長は 437m、最大支間長 184m、幅員 16.3m であり1980年に完成した(写真-2.6)。

下流側の鋼橋は1948年に架橋された世界初の鋼3径間連続箱桁橋であり、レオンハルト氏による設計である。PC橋は鋼橋のすぐ上流側に32年後に架橋されたPC3径間連続箱桁橋で鋼橋との調和を図るため、桁側面は縦リブやフランジを模した形状となっている。本橋は増加する交通量への対応のために計画され、経済性に優れたPC橋が採用された。上流側の鋼橋の形状に合わせることが前提であったため、鋼橋の桁高変化形状に合わせるため中間支点上付近のせん断が厳しいことから、自重低減のために軽量化を図る必要が生じ、ウェブ厚さの低減や高強度コンクリートの採用、支間部への軽量コンクリートの使用、架設用移動作業車の軽量化などさまざまなことを取り入れて設計された橋梁である。



写真-2.6 ドイツァー橋

#### (5) リンブルク高架橋

本橋はアウトバーン3号線の高架橋で、リンブルクのラーン川に位置する橋梁である。PC2主箱桁橋で上下線が隣接している橋梁である。橋長は 450m、最大支間長 95m、幅員 21.8m、橋脚高さは最大約 60m の上下線分離構造で2016年に完成した(写真-2.7)。

橋脚は自動クライミングフォームを用いて施工されたRC製で、上部工は張出し架設工法により施工されている。スレンダーな橋脚が特徴的である。



写真-2.7 リンブルク高架橋

#### (6) ニーベルンゲン橋

本橋はドイツ連邦道路47号線のライン川に架かる橋梁で、ラインランド・プファルツ州の町ヴォルムスとヘッセン州の町であるランペルトハイム市を結んでいる。現在、旧橋と新橋の2橋が並行して架橋されており、ニーベルンゲン塔が旧橋に設けられている。橋長は 744m、最大スパン 114m のPC4径間箱桁橋で旧橋は1953年、新橋は2008年に完成した(写真-2.8)。

旧橋の河川部は、世界で初めて支間長 100m を超えた張出し架設工法による橋梁で、その建設中に日本の技術者が現地を訪れた際、張出し架設工法に感銘を受け、その技術を日本に導入して日本初の張出し架設工法となる嵐山橋につなげたとのことである。新橋は交通量の増加と旧橋の補修・補強の必要性から、旧橋の数m上流側に、河川部の支間長が旧橋と同じ新ニーベル



写真-2.8 ニーベルンゲン橋

ンゲン橋として架設された。旧橋は、補修・補強工事において中央ヒンジ部間で外ケーブルを定着する補強工法が採用されており、外ケーブル定着のために桁内に設けたコンクリート製横桁（もしくはブロック）固定のための横締め鋼材端部がウェブ外面に確認できた。

### (7) コッハタール高架橋

本橋はアウトバーン6号線の、ハイルブロンとニュルンベルク間のコッハ溪谷を跨ぐ橋梁である。桁下高は谷底から最大185m（橋脚高：最大178m）で、ドイツでもっとも橋脚が高い高速道路橋である。橋長は1128m、最大支間長138m、幅員31mで1979年に完成した（写真-2.9）。



写真-2.9 コッハタール高架橋

本橋は幅8.6m、高さ6.5mの一室箱桁断面であり、左右11.2mの張出し床版をコンクリート製のストラットが7.67mピッチで支えている（写真-2.10）。高くスレンダーな橋脚も本橋の特徴であり、上に行くほど曲線状に細くなっている。また、8基の橋脚のうち中央のP3～P6は主桁と剛結されたラーメン構造である。橋脚はクライミングフォームを用いた施工、主桁は架設桁を用いた張出し架設工法で施工された。



写真-2.10 ストラット配置状況

### (8) ムルバレー高架橋

本橋はドイツ連邦道路14号線の高架橋で、バーデン・ヴュルテンベルク州レムス・ムル郡バックナング市を流れるムル川の溪谷を横切っている。橋長419m、アーチ支間108m、幅員14.3mで、2011年に完成した（写真-2.11）。

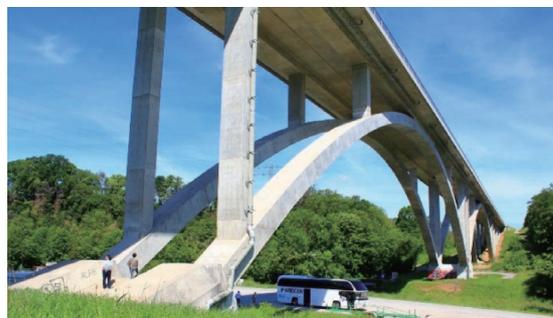


写真-2.11 ムルバレー高架橋

2つの連続したアーチ構造で、アーチリブ上の支柱と両岸斜面部の橋脚は上部工と一体となっており、橋台上のみ支承構造となっている。アーチリブおよび上部構造は固定式支保工にて施工されている。上部構造は2主桁構造で、主桁側面には主方向に配置されたPC鋼材の定着突起が確認できた。

## 参考文献

- 1) Fabio Bazzucchi, Luciana Restuccia, Giuseppe Andrea Ferro : Considerations over the Italian road bridge infrastructure safety after the Polcevera viaduct collapse: past errors and future perspectives, *Frattura e Integrità Strutturale* 46, pp. 400-421, 2018.12
- 2) Gian Michele 他、国際対応小委員会訳：昔々イタリアで：モランディ橋の話、—Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge—、プレストレストコンクリート、Vol. 62, No. 1, 2020.01
- 3) 下村匠、二羽淳一郎、藤代勝：*fib* シンポジウム2019（クラクフ）参加とポーランド・チェコ・ドイツにおける橋梁視察報告、pp. 69-74、プレストレストコンクリート、Vol. 62, No. 1, 2020.01

## PC アーカイブ 「第一大戸川橋りょう」

(株)日本構造橋梁研究所	前 田 晴 人
オリエンタル白石(株)	二井谷 教 治
(公社)プレストレストコンクリート工学会	西 垣 義 彦
極東鋼絨コンクリート振興(株)	井 谷 計 男
JR 東日本コンサルタンツ(株)	九 富 理
(株)富士ピー・エス	内 野 英 宏
オリエンタル白石(株)	手 塚 正 道

### 1. はじめに

PC 工学会では、PC 技術の継承ならびに普及と振興を図ることを目的として、PC アーカイブス委員会（委員長：前田晴人）を設置し PC に関する資料のアーカイブ化を進めている。（注：アーカイブ（archive）とは、重要記録を保存・活用し、未来に伝達することをいう。ウィキペディアより）

資料のアーカイブ化としては、最初に PC 黎明期（1951－1959年）を重点的に収集した資料をホームページ（<http://www.jpcci.or.jp/>）に2019年11月にアップした。これまで分散していた資料を、I. 一般と II. 建造物の2つに大きく分類し、I. 一般では5つのジャンルに、II. 建造物では9つのジャンルに分類し、ジャンルごとに年表形式にすることで、検索のし易さと全体の流れが俯瞰できるようにした。資料の収集は随時実施して定期的に更新していく予定である。

収集した資料の活用としては、第一弾として、会誌プレストレストコンクリート Vol. 61 No. 2 設立60周年記念特集号<sup>1)</sup>に、これまでに収集できている資料に基づいて、「日本における PC のはじまりから黎明期」と題した解説文を投稿した。第二弾として、PC のアーカイブ化において必要な情報を補完することを目的に、戦前、戦後から PC 黎明期にかけて PC の導入、普及・発展に寄与した人物と企業に焦点を当て「PC の先駆者たち」と題してそれぞれに関係が深い方に新たに原稿を依頼しまとめることとした。世界的に見てわが国の PC 技術は驚異的な発展を遂げることができたのであるが、その背景や原動力は何であったのか余り知られていない。そこで、人物と企業に焦点をあて、それぞれの立場からその当時に実用化するために試みた内容、普及するために苦労した内容などを一堂に会する形で閲覧できるようにすることを企画した。それを俯瞰的に見ることで日本特有な普及・発展の流れが見えてくるのではないかと期待している。なお、人物編の一部（6氏）



写真－1 完成当時の第一大戸川橋りょう（FKK 提供）

については、会誌プレストレストコンクリート2020 No. 1<sup>2)</sup>より連載が開始されている。

本稿では、1954年に、わが国で支間 20m までの実績しか無い中、支間 30m という経験のない領域で、しかも世界的にもその例がほとんど見られなかった鉄道橋として完成した「第一大戸川橋りょう（ここでは、橋名板による表記とした）」(写真-1)に焦点を当てて、当時の設計・施工<sup>3)</sup>を振り返るとともに、その後に実施された幾多の調査<sup>4)~7)</sup>とその結果から見てきたことを紹介するものである。本橋の完成は、前述したようにPCがわが国において驚異的な発展を遂げることができる先駆けとなった1つであり、多くの方々と情報を共有できればと思う次第である。

## 2. PC のはじまりから第一大戸川橋りょう建設に至る歴史的経緯

旧国鉄信楽線「第一大戸川橋りょう」は、日本における本格的なポストテンション方式PC橋の第1号として1954年8月26日に竣工した。本章では、PC技術の父といわれるフランスのフレシネー (Eugène Freyssinet) が1926年にPC実用化の特許を出願してから、日本でのPCの研究がはじまり、旧鉄道省の取組みと関係者のつながり、そして戦時下と戦後の復興整備、産業振興が国家的見地から進められた時代状況を背景に、第一大戸川橋りょうのPC橋採用に至るまでの歴史的な経緯について触れておきたい。

### 2.1 PC 技術の先駆者フレシネー

フレシネー (1879~1962年) は、PC技術を総合的に研究し、PCに必要な条件をまとめ、1926年PCに関する最初の本を著した。1928年には緊張材に高張力鋼線を使用し、さらに高強度のコンクリートを使用して高いレベルのプレストレスを保持する特許をフランスで取得した。同年、日本でも特許を出願し、1932年に取得している<sup>8)</sup>。当時の日本国内の認知度は低かったと思われるが、フレシネーが開発したPC技術は原理特許であったため、特許の請求範囲は広く、PC技術のすべてがこの特許に包含されるというものであった<sup>9)</sup>。

フレシネーは、1936年に世界最初のPC橋としてPortes-de-Ferダムに支間19mのプレテンション桁を実現させたあと、1939年に「プレストレストコンクリート構造施工のための張力を受けたケーブルの定着システム」を特許出願している。この特許で初めて「プレストレストコンクリート (Béton Précontraint)」という用語が使用され、プレストレスの導入方式として緊張ジャッキと定着具を発明し、ポストテンション方式を開発した。フレシネーは、プレストレスの利用に関する技術を普及させるため、1943年にSTUP社を立ち上げ、1946年に支間55mを有する本格的なPC道路橋ルザンシー (Luzancy) 橋をプレキャストセグメント工法によって実現させた。パリ近郊のマルヌ (Marne)

河に架かるルザンシー橋は、フレシネーの技術力の高さを示すとともにPCへの期待と魅力を大いに発揮した記念すべき橋梁である (写真-2)。引き続き1947年からマルヌ5橋 (Annet橋、Trilbardou橋、Esbly橋、Ussy橋、Changis-Saint-Jean橋：支間74m) が次々と建設され、1951年に完了した<sup>10)</sup>。まさにPC技術の確立と展開への確信を得たといえ



写真-2 Luzancy橋 (FKK提供)

る。これらの橋は完成後70年経つとも健全な状態で供用されている。

## 2.2 日本における PC の研究のはじまり

PC が日本で最初に紹介されたのは、1939年になって、福井高等工業学校（現福井大学）の吉田宏彦教授がチェコスロバキアのホイヤー（Ewald Hoyer）の著書「Der Stahlsaitenbeton」（1939年出版）を建築雑誌に「鋼絛コンクリート」と直訳して紹介したのが初めてとされている。なお、1935年、1936年頃、九州帝国大学の吉田徳次郎教授は講義で PC を紹介したと述べている<sup>11)</sup>。鋼絛コンクリートは対象をプレテンション方式としたものであり、吉田（宏）教授は、1943年12月に自らプレテンション I 型供試体を京都大学の研究所で製作し、プレストレスの導入による確認実験を行っている。それらの研究成果が1944年の建築学会論文集に「鋼絛コンクリートの製作、とくにピアノ線の緊張とその調整について」と題して報告された。当時は戦時下にあつて、高張力鋼線の入手と緊張するための導入器具にターンバックル、張力測定にはスプリングバランサーと音叉を用いての同調による検測で行ったとの苦勞話しを述懐している<sup>11)</sup>。

## 2.3 鉄道技術研究所における PC の実用化への取組み

PC 実用化への研究は鉄道省において始まった。1941年に鉄道大臣官房研究所に「鋼絛コンクリート研究委員会」が設置されてからであり、1943年に鉄道技術研究所（改称）の顧問であつた吉田（徳）教授（当時東京帝国大学）の指導のもとで仁杉巖氏（1938年入省）が中心になって始めたプレテンション桁の実験が最初である。仁杉氏は、1944年鉄道業務研究資料に「鋼絛コンクリートの研究」を発表している<sup>9)</sup>。鉄道省には、1912年入省の平山復二郎氏（当時南満州鉄道(株)理事）、1935年入省の藤田亀太郎氏、1941年入省の猪股俊司氏がいた。藤田氏は1937年から2年半にわたりフランスに留学している。平山氏は吉田（徳）教授と大学の同期生であり、藤田氏、仁杉氏、猪股氏も同窓でつながっている。彼らは日本の PC の先駆者であり、平山氏は本学会の創立発起人座長、吉田（徳）教授は初代会長、仁杉氏は第9代会長、猪股氏は第15代会長である。

終戦後、1946年に商工省鉄鋼技術委員会第8小委員会「鋼絛コンクリート委員会」が設置され、鉄鋼資源と戦後復興の木材需要に伴う資源政策が目的であつた。鉄道技術研究所は運輸省所管となり、PC の研究が再開された。1948年猪股氏は日本最初の PC マクラギに関する研究を行い実用化に目途をつけた。1949年仁杉氏はこれまでの基礎研究を土木学会論文「鋼絛コンクリート桁の設計法に関する実験的研究」として発表した<sup>1)</sup>。

## 2.4 戦後の復興と PC の企業化

1949年6月、旧国鉄は運輸省から分離して日本国有鉄道として設立された。鉄道技術研究所は一連の研究成果により PC マクラギの量産化体制を模索していた。一方、民間企業で初めて PC の研究に取り組んだのは東日本重工業(株)（現三菱重工業(株)）七尾造船所であつた。七尾造船所は、終戦後、地の利を得ず、本業の受注も少なく閉鎖の動きがあつた。当時の所長上村義明氏は、地方産業の存続と従業員の失業対策を模索していたが、国鉄に枕木軌条用止金具を納入していた関係で枕木の PC 化の動向を知り<sup>12)</sup>、1950年10月に企業化を計画したのである。12月に鉄道技術研究所、国鉄津田沼工場、京都大学坂静雄教授、吉田（宏）教授を訪ねるとともに調査研究を開始したのである。1951年2月、七尾造船所は、日本最初のプレテンション用鋼製ロングアバットを完成させ、同年4月に運輸省から「プレストレスコンクリート枕木および鉄道桁の研

究」の科学技術応用研究補助金交付を受けている。同年9月に国鉄から初めてPCマクラギが発注され、量産化がスタートした<sup>9)</sup>。また、同月に鉄道技術研究所の猪股氏の指導によりポストテンション方式の実用化に向けた東京駅6・7番ホーム用試験桁実物大破壊試験が七尾造船所内で行われた。同月、PC鋼棒を使用した丸型ブロック式電柱の破壊試験、10月に国鉄飯田線落石覆桁の試験桁破壊試験が実施されている<sup>13)</sup>。日本最初のPC橋である長生橋(プレテンション方式)が1952年2月に竣工し、3月1日に東日本重工業(株)七尾造船所を引き継いだピー・エス・コンクリート(株)(現(株)ピーエス三菱)が設立された。初代社長には平山氏が就いている。1952年4月に東日本重工業(株)七尾造船所敦賀工作部の流れをくむ敦賀ピー・エス・コンクリート(株)(現(株)日本ピーエス)が設立された。

1952年7月、鉄道省OBである藤田氏は、フレシネーの原理特許を占有しているフランスのSTUP社と技術提携し、特許実施会社の極東地域総代理店として極東鋼弦コンクリート振興(株)(以下、FKK)を設立した。当時、鉄道技術研究所コンクリート研究室長であった猪股氏を設計部長に招き、フランスへ1年間派遣する一方、STUP社からセルジュ・コバニコ(Serge Kovanyko)技師が来日した。この原理特許により他工法の使用や併用も禁止されたため、1952年12月にPC各社は実施権に関する10年間の技術援助契約を締結した。原理特許が失効したのは1956年1月である<sup>9)</sup>。

新技術であるPCへの関心の高まりから、1952年10月にオリエンタルコンクリート(株)(現オリエンタル白石(株))をはじめ、PCの技術を事業とする会社が次々と創業した。

## 2.5 ポストテンション方式PC工事の試行

当時、工場製作のプレテンション桁は、鉄道で長距離輸送し、その後、現場までトラック積みで輸送していたが、未整備の道路が多く、また、現在より厳しい積載物の長さ制限があり、長支間が可能なPCのメリットを活かすことができず、現場製作のポストテンション方式PC工事の実績を積むことが不可欠であった。

ポストテンション方式の日本最初の現場工事は、東京駅6番・7番プラットホームPC桁製作・架設工事である。桁長10.4m、桁高0.7m、PC鋼材32φ5mm、定着工法はマニュアル(Magnel)工法である。6番ホームは1952年10月、7番ホームは1953年1月に竣工した<sup>13)</sup>。事前に各種の実験が行われ、わが国のPCの発展につながる貴重な資料を提供した<sup>14)</sup>、<sup>15)</sup>。鉄道桁としては1953年3月竣工の大阪駅構内軌道こう上桁(支間4.9m)が日本最初であり、鉄道橋としては1953年8月竣工の光弦橋(橋長4.5m)が日本最初である。定着工法はいずれもマニュアル工法である。さらに日本最初のPC不静定構造として、1953年9月竣工の北陸本線山中・大桐間落石覆(延長64.85m、柱間隔5.2m)の連続梁にポストテンション方式が適用された<sup>1)</sup>、<sup>16)</sup>。

ポストテンション方式のPC道路橋としては、1953年6月竣工の十郷橋(福井県)が日本最初である。本橋は橋長7.85mの単純床版橋でコバニコ氏の設計・施工指導のもと、セグメント桁でフレシネー工法12φ5mmを用いて施工された<sup>17)</sup>。なお、本橋は、土木学会選奨土木遺産として現在も県道として利用されている。同じく福井県内に石徹白橋(2径間の右岸側20.1m、T桁セグメント)がフレシネー工法12φ5mmを用いて1953年10月に施工されたが<sup>18)</sup>、残念ながら流失により現存していない。建設省においては、ポストテンション方式T桁道路橋として最初となった赤城見橋(支間14.6m)が試行工事として土木研究所での事前載荷試験を実施して1954年2月に竣工した<sup>13)</sup>、<sup>19)</sup>。3月には日本最初の門型PCラーメン橋として御祓橋(石川県七尾市)

が場所打ち支保工によって架けられた<sup>13)</sup>。

官民連携のもと、これらのPC工事により技術的成果を挙げるとともに課題点を解決しながら、ポストテンション方式PC橋への展開に自信を深めていったものと思われる。

## 2.6 第一大戸川橋りょうの建設経緯

仁杉氏は、鉄道技術研究所、国鉄東京鉄道管理局、本社土木課を経て、1952年7月末から11月までヨーロッパに派遣されている。ヨーロッパのPC構造物の実情を視察して日本の遅れを痛感したのではないだろうか。仁杉氏は、帰国後、国鉄大阪工事事務所次長という現場のポストを得て、機会があれば本格的なPC構造物を建設したいという念願、使命感をもっていった。その折、第一大戸川橋りょう（支間 9.8m の3連プレートガーダー橋）が、1953年8月の豪雨により流失する災害が発生した。復旧にあたっては、新技術の採用という意志をもって臨んでいる<sup>20)</sup>。

仁杉氏の論文<sup>3)</sup>によれば、1953年秋に復旧計画がなされ、橋脚を排除した支間 30m を有する橋梁形式の工費比較が橋梁前後の土工費を含めて示されており、PC橋、上路鉸桁橋、下路鉸桁橋とで大きな差がなかったが、新技術の採用という観点より桁高 1.3m のPC橋の採用が決定された。

図-2.1に第一大戸川橋りょうが完成するまでのPC橋の国内外の実績（完成年とスパンの関係）を示す。点線内が国内の実績を示す。第一大戸川橋りょうが完成すれば、わが国の長支間PC橋の先駆けとなり、鉄道橋としては世界的にも支間 10m 以上のPC桁はほとんど先例がなく画期的なものであった。そのため、支間 30m という規模、さらに桁高が支間比 1/23 という低いPC桁を実現するためには、これに必要な実験研究を行うという方針が定められた。

1954年4月にPC橋桁の施工が発注された。

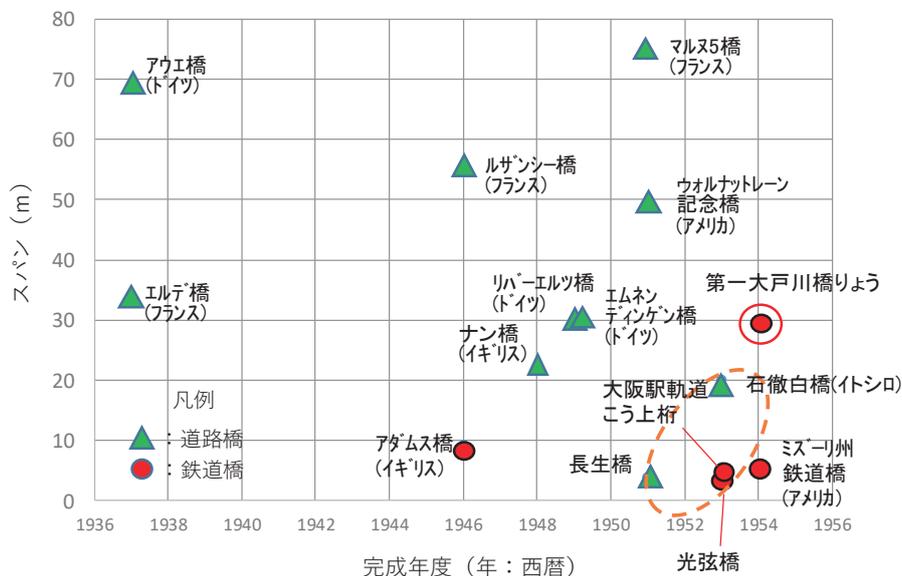


図-2.1 PC橋の完成年とスパンの関係

## 3. 設計

### 3.1 概要

本橋の設計は、フランス式の技術（フレッシュエー工法）を導入するという前提で、私人技師コバニコ氏を招聘していたFKKに委託された。また、FKKでは、当時、国鉄から移籍しフランス

留学を終えたばかりの猪股氏が設計部長を務めていた。出来上がった設計については種々確認したい点があったため、吉田(徳)教授の指導を仰ぎながら、仁杉氏や国鉄特殊設計室友永和夫氏らが議論を重ね、修正・改良して最終設計を定めた。

議論を重ねた点は、主に次のような内容であった<sup>3)</sup>。

(1) スターラップを太径に変えたこと

当初の設計ではスターラップ、組立て鉄筋がすべてφ6mmであった。しかしながら、φ6mmではシースを設計図どおりに組み立てるための剛度が不足するため、φ9mmの鉄筋を使用することとした。シースを設計図どおりに組み立てることは、PC鋼線とシースとの摩擦を少なくするためにも必要であった。現在の鉄道標準(HI16)<sup>21)</sup>では直径10mmが、道路橋示方書(H29)<sup>22)</sup>では、さらに太径の異形鉄筋D13mmが最小鉄筋径として定められている。

(2) 桁高を低くしたこと

この桁の支間と桁高の比は約23であり、これは橋梁前後の土工量を減らすためにかなり無理をして設定されたものである。現在の標準的な鉄道橋における支間と桁高の比は14前後であり、PPC桁で多主桁であれば25程度まで可能ではあるが、当時のPC桁としては突出して低いと言える。低い桁高は、図-3.1に示すように、PC鋼線配置が煩雑となり、桁の上縁での定着も避けられず、設計をさらに難しいものとしている。

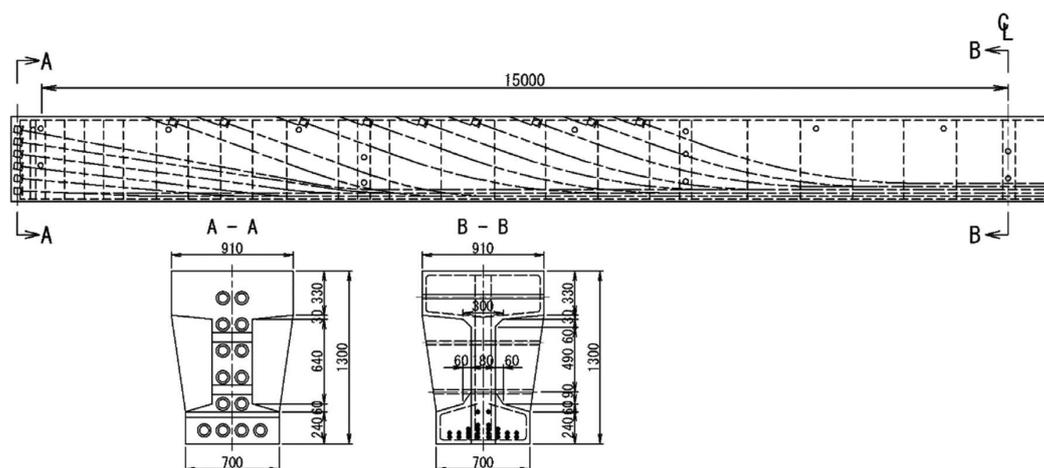


図-3.1 PC鋼線配置図(24本-12φ5)

(3) 桁の支承にフランス流のロッカーを用いたこと(写真-3)

桁の支承として、欧米では一般に経済性からコンクリート製のロッカーを用いる例が多く、その中でもフランス流のロッカーは比較的簡易で鉄筋量も少なく耐久性に疑問があったが、試験により安全性を確認して使用することとした。



写真-3 仏式ロッカー支承(左:固定、右:可動)

(4) 30m の桁をブロックに区切らないで、1本ものとして製造することとしたこと

長い桁を1本ものとして製造する場合、コンクリートの乾燥収縮と、コンクリートの硬化熱によって桁の温度が上昇し、その温度が下がるためにおこる収縮とによって、桁の中間にひび割れができることが懸念された。この問題の解決策としては、種々の考えがあったが、吉田(徳)博士の提案にしたがって、①コンクリート打込み後、すみやかに散水養生をして、極力乾燥することを防ぐ、②コンクリート打込み後、すみやかに型枠を取り外して、硬化熱を発散させて温度の上昇を防ぐ、の2つの方法を用いてコンクリートのひび割れ発生を防ぐこととした。この対策は基本的に現在でも踏襲されている。

これらのほかにも技術的に検討すべき点が多くあったため、それらを究明するために各種の実験が行われている。設計における課題解決のために行った実験としては、①PC鋼線とシースとの摩擦をどのくらいに考えたらよいか、②PC鋼線12本を一束にして順次緊張していく場合、後から緊張するPC鋼線の引張力によって、コンクリートの弾性変形が起こり、そのため、先に緊張したPC鋼線の応力が低下する量、③PC鋼線を緊張することによって、桁内に導入されるプレストレスの大きさ、④ひび割れ荷重、破壊荷重の大きさ、⑤桁のコンクリートに起こる乾燥収縮、クリープの量およびこれによって生ずるPC鋼線の応力低下量、を挙げることができる。②～⑤については、従来からの実験研究によって、ほぼその解明が行われているものであるが、日本では実験をした例が少ないので、これらについても実験してみた、とのことである。

本稿では、これらの実験のうち、①と⑤の実験とその結果について紹介し考察を行う。

### 3.2 PC鋼線とシースとの摩擦

摩擦によるPC鋼線の引張力の減少は、主としてPC鋼線とシースとの摩擦によって生じる。PC鋼線とシースとの摩擦の影響を考慮したPC鋼線の引張力は、角変化が30度以下、長さが40m以下の場合、PC鋼線の同心線の角変化とPC鋼線の長さを考慮して式(1)により算出することができる。

$$P_x = P_i \cdot (1 - \mu \cdot a - \lambda \cdot x) \quad (1)$$

ここに、 $P_x$ ：設計断面におけるPC鋼線の引張力

$P_i$ ：PC鋼線のジャッキの位置の引張力

$\mu$ ：PC鋼線の角変化1radあたりの摩擦係数

$a$ ：PC鋼線の角変化(rad)

$\lambda$ ：PC鋼線の長さ1mあたりの摩擦係数

$x$ ：PC鋼線の引張端から設計断面までの長さ(m)

式(1)自体は、現在<sup>21)、22)</sup>も本橋の設計時と変わっていない。ここでは摩擦係数 $\mu$ と $\lambda$ の値に焦点が絞られる。現在の示方書等<sup>21)、22)</sup>では、設計時におけるPC鋼線とシースの摩擦係数として一般に

$$\mu = 0.3, \quad \lambda = 0.004$$

を用いてよいとされている。当時の設計ではどのような値を用いていたのであろうか。

#### 3.2.1 実験内容

##### (1) 試験桁Aによる実験

試験桁Aは、図-3.2のような形状をしており、実際の桁におけるPC鋼線配置を模している。

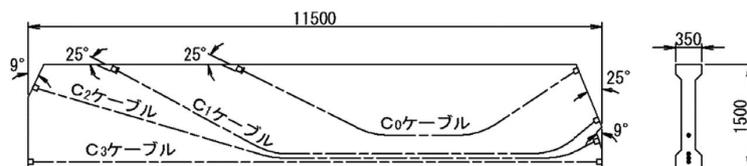
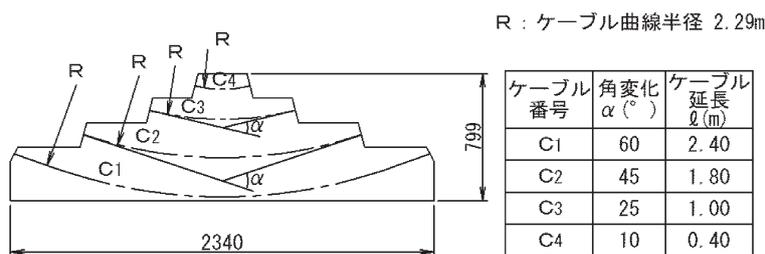


図-3.2 試験桁 A

両端においてそれぞれ25度、25度、9度に曲げ上げられた鋼線および直線配置の鋼線の計4本のPC鋼線が配置されている。実験は、PC鋼線の両端にジャッキを設置し、一方の端から緊張 ( $P_i$ ) した場合の他端における引張力 ( $P_x$ ) を求めて、摩擦力を測定した。

(2) 摩擦試験用スラブによる実験

PC鋼線とシースとの間の摩擦力は、PC鋼線の角変化、延長、曲率半径、PC鋼線とシースとの間の摩擦係数などに支配されていると考えられるが、それらの間にどのような関係があるかを検討するための基礎実験として、図-3.3のように、延長0.4~2.4mで角変化がそれぞれ10度、25度、45度、60度の4本のPC鋼線を配置したスラブを製作した。PC鋼線の曲率半径は一定とし、それによる影響を取り除いた。実験はA桁同様、PC鋼線の両端にジャッキを設置し、一方の端から緊張 ( $P_i$ ) した場合の他端における引張力 ( $P_x$ ) を求めて、摩擦力を測定した。



R : ケーブル曲線半径 2.29m

図-3.3 摩擦試験用スラブ

3.2.2 実験の結果および結論

(1) 試験桁 A による実験の結果

未知数  $\mu$ 、 $\lambda$  の2つに対して、4本のPC鋼線で4つの関係式ができるので、最小2乗法により  $\mu$ 、 $\lambda$  を求めると

$$\mu = 0.214, \quad \lambda = 0.0124$$

となった。この場合の  $\mu$  の値は従来の実験結果よりやや小さい値であり、原因としては、鋼線にほとんど錆が生じておらず平滑であったためと考えられた。逆に  $\lambda$  は大きすぎる値であり、原因としては、試験桁のシースの配置がよくなかったことが考えられた。この対策として、3.1で述べたようにシースを保持する鉄筋およびスターラップの径を  $\phi 6$  から  $\phi 9$  に変更している。

(2) 摩擦試験用スラブによる実験の結果

試験桁 A と同様に、最小2乗法により  $\mu$ 、 $\lambda$  を求めると

$$\mu = 0.262, \quad \lambda = 0.00991$$

となった。この実験の場合、PC鋼線は相当の錆を生じていた。また、式(1)を角変化  $\alpha$  のみの関数と考えて  $\mu$  を求めると、 $\mu = 0.302$  となった。

### (3) 結論

個々の実験においては、 $\mu$ 、 $\lambda$ の値は精度良く求まるため、PC鋼線とシースとの間の摩擦力はPC鋼線の角変化と、PC鋼線の延長とに一次的に関係していると考えてよい。しかしながら、これらの値は、PC鋼線の錆び具合、施工（シースの配置）の良否などの相違で実験ごとにばらつきが生じていたため、実際の施工においてはあらかじめ緊張試験を行い、その大きさを測定しておくことが望ましい、と結論づけている。

摩擦係数 $\mu$ と $\lambda$ に関しては、計算で用いている値と実際の値とは必ずしも一致しないことを認識しておく必要がある。この違いがある点についても現在の道路橋示方書<sup>22)</sup>に明記されており、考え方が踏襲されているので、再認識しておきたい。すなわち、

- ・設計で用いる $\mu$ 、 $\lambda$ ： $\mu = 0.3$ 、 $\lambda = 0.004$ などと安全側に仮定している。
- ・施工で用いる $\mu$ 、 $\lambda$ ：現場において試験緊張により求める。その値を用いて緊張計算を行い、PC鋼線ごとのジャッキ端での緊張力を算出し、緊張管理を行う。

鉄道標準<sup>21)</sup>には、「 $\mu$ 、 $\lambda$ は試験により定めることが原則であるが、シースを用いる場合には0.3および0.004を使用してよい」とある。また、実際の手順は、仮定値で設計し、施工時に試験緊張、緊張計算、緊張管理を行っており、道路橋の場合と変わらない。

これらの値および考え方は、驚くことに、第一大戸川橋りょうの建設直後に制定された、日本で初めてのプレストレストコンクリートに関する指針である「昭和30年制定 プレストレストコンクリート 設計施工指針（以下、PC指針）」<sup>23)</sup>から今日まで変わっていない。

### 3.3 クリープ係数

プレストレスの減少量を正確に把握するためには、コンクリートのクリープ問題を解決する必要がある。当時国内における研究は室内実験を主としていたため、これらの実験結果とDIN4227（ドイツにおけるPC設計示方書）とを参考にして、設計計算に用いるクリープ係数は、当時の設計者猪股氏により

- ・プレストレスを与えた後（材齢9日）： $\phi 1 = 2.6$
- ・静荷重載荷後（材齢37～57日）： $\phi 2 = 2.3$

と仮定され、プレストレスの減少量が算出されている。

本橋の建設直後に制定されたPC指針<sup>23)</sup>に示されたクリープ係数は、DIN4227に示された式から求めることになっているため、上記の値と同一となる。また、現在の道路橋示方書<sup>22)</sup>に示されたクリープ係数は、普通ポルトランドセメントを使用した場合、材齢7～14日で $\phi 1 = 2.8 \sim 2.5$ 、材齢28～90日で $\phi 2 = 2.2 \sim 1.9$ であるから、約70年の歴史において設計に用いるクリープ係数の値は基本的に大きく変わっていないことが分かる。

論文<sup>3)</sup>に示されたクリープに関する実験は、予備試験と称して長さ11mの試験桁を用いた実験が行われているが、材齢700日までの途中経過の報告のみであるため、ここでは、その後に行われた実橋に対する計測結果に着目する。

本橋では、今後の設計資料を得るために、プレストレスを与えた直後より42か月（1272日）後まで7回にわたって実橋におけるクリープひずみの計測が行われた<sup>4)</sup>。さらには建設から30年後の1984年にも同様の位置、同様の方法で計測が行われている<sup>6)</sup>。結果を図-3.4に示す。

42か月後までの計測結果からの結論としては、①クリープの大きさは、プレストレスを与えてのち約600～700日の間に終局値の90%に達し、また、42か月（1272日）のちにはほとんど終局値

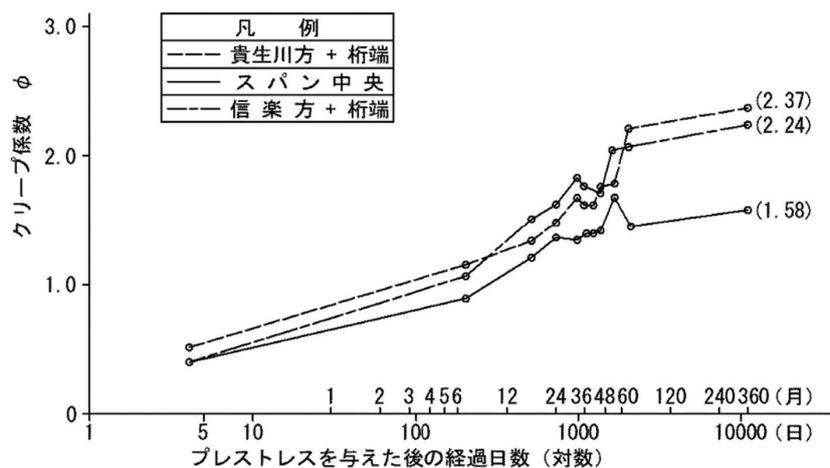


図-3.4 クリープ係数の経年変化

に達している、②クリープ係数の終局値は1.38～1.75程度である、と示されている<sup>4)</sup>。これらの実測値は設計計算に用いた値よりも相当小さな値となっている。

30年後の計測結果からの結論としては、クリープ係数は1.58～2.37程度である、と示されている<sup>6)</sup>。この結論からすると、42か月後の計測時には、まだ終局値に達していなかったことになる。30年後の実測値は、設計計算で用いた値に近づいてきている。

鉄道標準<sup>21)</sup>におけるクリープ係数は、改訂前には道路橋示方書と同様の値が用いられていたが、平成16年の改訂にあたって、土木学会のコンクリート標準示方書<sup>24)</sup>に示された内容に改められた。これによると材齢7～14日で $\phi 1 = 2.7 \sim 1.7$ 、材齢28～90日で $\phi 2 = 1.5 \sim 1.3$ となり、クリープの収束が早くなる傾向となっている。また、コンクリート標準示方書の最新版<sup>25)</sup>では、表による表現がなくなっている。

クリープ係数は、材料条件、現場条件、応力条件などで大きく変動する要素であり、初期の研究成果を覆すような、万能で画期的な研究成果が得られていないのが現状である。

## 4. 施工

本橋はこれまでに経験のない長支間であったことから、施工に先立って、(1) PC 鋼線とシースの摩擦係数、(2) シース内に注入するグラウトの配合、(3) そのほかの実験、が実施されている<sup>3)</sup>。ここでは、「シース内に注入するグラウトの配合」についてその概要を述べる。

また、実施工では、(1) 桁の製造、(2) 桁の架設組立ておよび軌道工事、(3) 桁完成後の試験、などについても検討がなされている<sup>3)</sup>が、ここでは「桁の製造」と「桁の架設」を取上げてその概要を述べる。

### 4.1 シース内に注入するグラウトの配合

海外の情報から、フランスなどで W/C が70%程度のグラウトを注入していることをつかんだが、そのような大きな W/C では材料分離を起こすことが想定され、PC 鋼材の防食、および PC 鋼線との付着を確保することが困難ではないかと危惧された。そこで、W/C が70%程度も含めて、それより小さくした配合7種類を選定し、コンシステンシー試験、ブリーディング試験、圧縮強度試験、引抜抵抗試験を行うとともに、実際のケーブル形状による実物大での注入試験を実施して配合を絞り込んでいる。

コンシステンシー試験では、プレパックドコンクリートにおける注入モルタルの流動性試験であるP漏斗による流下時間測定方法を用いて検討している。当時のプレパックドコンクリートでは注入モルタルの流下時間の標準値が16~22秒程度であったので、グラウトとしては16秒程度を目標値として設定している。

検討した配合、およびコンシステンシー試験、圧縮強度試験、引抜抵抗試験の結果を表-4.1に示す。表中着色部分の結果が、所要の性能を満足していないと判定している。

表-4.1 グラウトの配合および各種試験結果

配合 番号	配合							材料試験結果				実物大試験結果	
	水結合材比 W/(C+F) (%)	セメント C (kg)	フライ アッシュ F (kg)	砂 S (kg)	水 W (kg)	ポゾ リス (g)	アル ミ粉 (g)	P漏斗 流下時間 (秒)	材令7日 圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	材令28日 圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引抜 抵抗 (tf)	注入性 の評価	充填性 の評価
①	72	3			2.16			9.2	111	193	11.2	○	×
②	48	3			1.45			16.1	210	394	12.2	△	△
③	45	3			1.35	6	0.3	15.1	105	255	23.2	-	
④	48	3	1		1.90			16.3	156	370	20.1	○	○
⑤	45	3	1	4	1.81	6	0.3	16.8	100	241	26.6	○	○
⑥	56	3	1		2.22	6	0.3	17.7	113	199	20.5	-	
⑦	60	3			1.80			12.0	-	225	12.7	-	

配合①の場合は、実物大試験において注入は容易であったが、試験後にシースを切断したところ、ブリーディングのために上層に水分の多い層ができ、またPC鋼線の下面に空隙が生じていた。圧縮強度、引抜抵抗ともに小さい値であった。

配合②の場合は、流動性はほぼ目標値であったが、実物大試験において注入中に粘性が増加して排出側まで注入できなかった。圧縮強度は大きいものの引抜抵抗は小さい結果となった。

配合⑦の場合は、W/Cが①と②の中間に位置する配合であり、実物大試験は実施されていないが、⑦は①、②と同様に引抜抵抗が小さい結果となった。

配合④、⑤の場合は、実物大試験において注入も容易であり、充填性も良好であった。フライアッシュ混入の効果が認められる結果となった。ただ⑤は、圧縮強度が若干小さいこと、また分散剤として使用しているポゾリスのPC鋼線に対する長期的な作用に対して明確な資料を持たないため、ポゾリスを使用する配合③、⑥も含めて用いないこととした。よって、圧縮強度、引抜抵抗ともに他の配合より優位な結果となった配合④を採用することとした。

注入方法についても検討されており、注入速度が速すぎるとグラウト中に空洞を生じる恐れがあり、注入速度が遅すぎるとグラウトは粘着性を帯びてくるので、注入速度を適当に制御する必要があるとし、ここでは、圧縮空気注入するカニフミキサとグラウトポンプを比較した。その結果、注入速度が制御可能なグラウトポンプを用いて、高くなり過ぎない5~8kgf/cm<sup>2</sup>程度の注入圧力をかけながら連続的に注入する方法を採用した。これによって先流れのリスクは回避されているものと思われる。さらに、注入後しばらくグラウトに一定圧力をかけておくことが充填度合をより確実にするための一方法として推奨している。これは現在も引き継がれている技術である。

PCグラウトの規定については、本橋の施工後に発刊されたPC指針<sup>23)</sup>では、この試験結果をもとに基本的な考えが示され、昭和36年改訂<sup>26)</sup>ではグラウトの材料に関する各種試験方法が定

められている。しかし、実物大試験での確認はとくに記載されてない。本橋の1ケーブルあたりφ5mm12本の構成から、その後φ7mm12本の構成に大型化し、ケーブル形状も多様化していくことになるのであるが、グラウト材料だけが着目されている。実物大試験が容易ではないことは確かであるが、本橋の結果で十分対応できるとの思い込みがあったのではないかと思う。もし、ここで実施した実物大試験において先流れのような現象が確認できていれば、その後においても実物大試験の重要性が認められ、その後のグラウト充填不足という現象が防げたのではないかと、勝手に思う次第である。

## 4.2 桁の製造

桁の製造については、多くの検討がなされて実施工に臨んでいるが、ここではその中から筆者が伝えておくべきと思う内容についていくつか紹介する。全体については、仁杉氏の論文<sup>3)</sup>を参照したい。

当時の工事ではコンクリートプラントを桁架設近くに設置する必要があった。このため、骨材については現地近くのものが対象となった。本橋ではコンクリートが $\sigma_{28}=450\text{kgf/cm}^2$ を必要としていたため、使用する骨材で強度が確保できるか調査している。当初使用を考えた野洲川筋の砂利では、風化した花崗岩が10%程度混入していたため強度の伸びがなく満足するものではなかった。そのため、さらに北側の愛知川筋に変更して強度を確保した。

セメントについては、プレストレス導入時強度 $\sigma_7=420\text{kgf/cm}^2$ と早期強度が必要であったため早強ポルトランドセメントを用いている。これは現在も同じである。

コンクリートは、化学混和剤が流通していない当時、強度を確保するためには硬練りとする必要があった。さらに本橋の桁は、下フランジに多数のシースが配置され、加えて下フランジの上面の傾斜が緩やかで充填性に配慮が必要であった。そこで、W/Cについて9種類、単位水量について17種類の試し練りを行って、最適な配合を求めるとともに、実際の桁と同一断面で長さ2mの試験桁で4回、さらに長さ5mの試験桁で1回の打込み試験を行って、打込み方法、締固め方法などを検討しコンクリートの充填状況、出来上がり状況を確認している。

検討の結果採用された配合を表-4.2に示す。配合番号Iは最初の桁の製造で、IIはそれ以降の桁の製造で用いられた配合である。最初の桁の打込み、締固め状況から判断して、さらにスランプを抑えても大丈夫であると判断し、単位水量および単位セメント量の低減に努めたものである。

表-4.2 コンクリートの配合

配合番号	粗骨材の最大寸法(mm)	スランプ(cm)	水セメント比 W/C (%)	骨材重量比 G/S	単位量 (kg/m <sup>3</sup> ) 配合			
					セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G
I	25	3.0	36	2.3	450	162	549	1263
II	25	2.0	36	2.3	430	156	560	1292

ここで

細骨材：野洲川産天然砂、比重2.58、空隙率35.7%、F.M.3.36、吸水率1%

粗骨材：愛知川産天然砂利、比重2.63、空隙率32.7%、F.M.7.46、吸水率0.5%

骨材重量比 (G/S) 2.3を細骨材率に換算すると31%となる。

骨材の実績率は、(1-空隙率)となり、細骨材は64.3%、粗骨材は66.3%となる。

本橋の桁の断面からすると、現時点で考えれば高流動コンクリートを使用したいところであるが、スランプ 2.0~3.0cm で、しかも単位粗骨材量が多くても対応できたことに驚嘆するばかりである。確かにコンクリートの基本ではあるが、現状で充填性を考えると無謀とも思える。しかし、この当時の骨材は、天然のものが使用でき、実績率を見ると極めて球状に近い丸みをおびた形状であったと推測される。また、配合はセメント量が多いため、バイブレータをかける時間を長くしても分離することなく、十分な間隙通過性が確保できたのではないかと思う。このように基本に忠実にできたことが、後述される調査で極めて耐久性の高い結果となったものと推測できる。

締固め方法については、下フランジに22~24本のシースが配置されているため、内部バイブレータを使用するとシースにあたり凹みとなることが防止できないと判断し、下フランジおよびウェブ部分は型枠バイブレータを使用することとなった。その当時、高周波バイブレータの試作も始まっていて、試したところスランプ 3.0cm であっても十分締固められ隅々に至る所まで充填できることが実証でき採用することとなった。

下フランジ上面に気泡が多く発生するため、当初は型枠に細孔をあけて対処しようとしたが除去できず、型枠内面にさらし木綿2枚を重ねて貼り付ける方法を案出し試したところ極めて良好な結果を得て採用している。こういった配慮がコンクリート表面の品質確保につながっている。

養生方法については、単位セメント量が  $430\sim 450\text{kg/m}^3$  と多いこと、さらにセメントが早強ポルトランドセメントであることから、硬化初期の発熱量が多くなりその後の収縮によるひび割れの発生を防ぐことがとくに重要であった。しかし、事前に実物大で検証するには時間も費用もかかるため、本番で十分な対応策を講じて臨むこととなった。

コンクリートの凝結開始後、桁上面をぬれむしろで覆い、さらに上側に配置した竹樋から15~16℃の冷水を絶えず流して桁全面を湿潤状態に置くとともにシース内に同様の冷水を順次流してコンクリートの温度上昇を抑制した。翌日には型枠をはずして直ちに側面もぬれむしろ2枚で完全に覆い、上側からの冷水がむしろを伝わってコンクリート表面が常に湿潤状態を保ち、打込み後7日間は完全湿潤状態とした(写真-4)。その結果、ひび割れの発生は見られなかった。湿潤養生の重要性を再認識した訳であるが、シース内に通水したことについては、桁中央断面部では下フランジにシースが集中しているため断面の偏った部分が冷却されることになるので適切であったかは再検討を要するとコメントを残している。

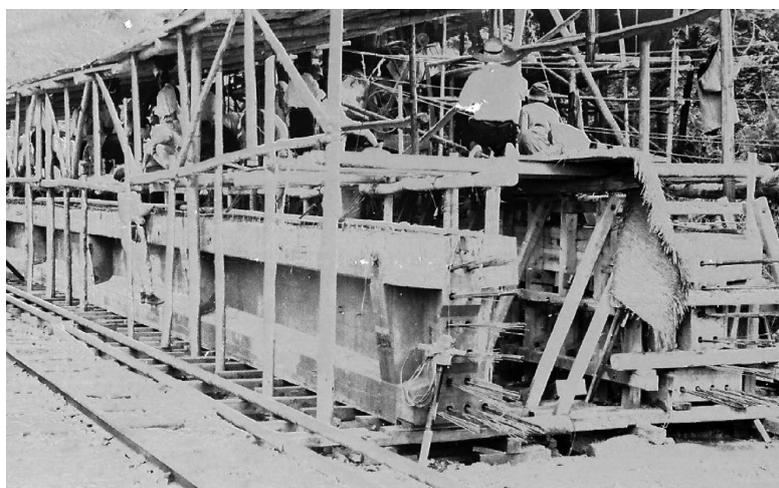


写真-4 桁の製造状況 (FKK 提供)

### 4.3 桁の架設

当初の橋梁流出箇所には仮設橋梁が設置されたが、新設桁を同じ位置に設置するためには新設桁を列車の運行中に施工して、軌道を2m以上こう上(桁をジャッキアップ)する必要があった。この施工は危険を伴い工事費も高くなることから、旧桁の5.8m下流側に別線として新設桁を施工することとなった(写真-5)。新設桁は現地付近のヤードで製作し、仮設橋梁上のレールを使って台車で縦取りし、新設橋台上を横取りすることで、既設のレール高さより2.57m高い位置に設置された。これらの施工時の動画はYouTube上で閲覧可能となっている(提供はFKK)。



写真-5 桁の設置状況 (FKK 提供)

## 5. 長期品質調査から

### 5.1 コンクリートの品質試験結果

#### 5.1.1 概要

第一大戸川橋りょうの建設から53年経過した2007年に、土木学会「構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会」によって、コンクリートの品質に関する調査が実施された<sup>5)</sup>。調査は、外観、強度特性、物質移動抵抗性および空隙構造などに着目して行われた。調査項目のうち、非破壊調査に関しては、橋梁の実桁も対象として行われたが、コア採取を伴う調査に関しては、標準桁を対象として行われた。標準桁とは、実桁におけるクリープひずみを継続的に測定する際に、コンクリートの温度および乾燥収縮によるひずみを除去する目的で製作された無載荷の桁で、実桁と同一断面を有する長さ2.00mのものである。標準桁は、実桁の製作にあわせて2体製作され、今も橋梁の架設場所近くに暴露されている。

第一大戸川橋りょうのコンクリートの品質については、上述の土木学会委員会で実施された各種試験結果の概要を示すとともに、必要に応じて同委員会で調査された「比較対象桁」(土木学会委員会報告書ではグラウト試験桁と称されている)の結果および既往の研究結果と対比しながら、得られたコンクリートの品質の評価についても言及する。ただし、コンクリートの品質を評価する各種試験では、コンクリートの含水状態、試験中の気温や水温の変動、供試体の寸法など、試験の種類に応じて試験結果に影響を与えることがあるため、厳密な評価ではなく、あくまでも傾向を示す指標として扱うことに注意が必要である。

ここで、比較対象桁は、調査当時の一般的なコンクリートおよび施工方法によって製作された比較的新しいPC桁という位置づけとして、第一大戸川橋りょうのコンクリートとの共通点や相違点を明らかにすることを目的に調査されたものである。比較対象桁は、PCグラウトの充填性に関する非破壊検査に供するために製作された実物大のPC桁である。構造はポストテンション方式の単純PC桁で、桁長は34.94m、桁高は1.95m、設計基準強度は $40\text{N}/\text{mm}^2$ であると推定される。比較対象桁は、1997年に製作され、委員会による調査当時は製作から10年経過していた。

第一大戸川橋りょうおよび比較対象桁に使用されたコンクリートの配合を表-5.1に示す。なお、比較対象桁のコンクリートの配合に関しては詳細な資料が残っていないが、製作時の条件から推定されたものである。

表-5.1 コンクリートの配合

	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	単位量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )				
					セメント <sup>*1</sup>	水	細骨材	粗骨材	混和剤
第一大戸川 橋りょう	25	3.0	-	36	450	162	549	1263	-
比較 対象桁	25	8.0	4.5	35	469	164	711	990	1.876 <sup>*2</sup>

\*1 第一大戸川橋りょうおよび比較対象桁とも早強ポルトランドセメント

\*2 AE減水剤

### 5.1.2 コンクリートの圧縮強度

第一大戸川橋りょうおよび比較対象桁のコンクリートの圧縮強度が調査され、結果はそれぞれ $64.0\text{N}/\text{mm}^2$  および  $63.0\text{N}/\text{mm}^2$  であった。圧縮強度試験の供試体は、第一大戸川橋りょうでは標準桁から採取された直径 $\phi 50\text{mm}$ のコアが、比較対象桁では直径 $\phi 100\text{mm}$ のコアがそれぞれ用いられた。また、圧縮強度は、試験時の供試体端面の摩擦が影響するため、摩擦の影響を排除した値で比較された。試験に用いた供試体の寸法効果などを加味すれば、第一大戸川橋りょうの圧縮強度は、比較対象桁の圧縮強度と同程度あるいは若干小さ目であると判断される。なお、テストハンマーを用いた調査結果などから、実桁においても、標準桁と同程度の強度が発現しているものと考えられる。

### 5.1.3 表面吸水試験

表面吸水試験は、コンクリートへの水の浸透し易さを評価する試験であり、簡便な試験方法である。図-5.1は、試製試験器による表面吸水試験の結果を示す。比較対象桁の表面には、微細ひび割れが認められたことから、吸水係数はこの影響を受けていることは明らかであるが、第一大戸川橋りょうの実桁の吸水係数は、比較対象桁の吸水係数に比べて1オーダー小さく、非常に高い吸水抵抗性を有していることが分かる。第一大戸川橋

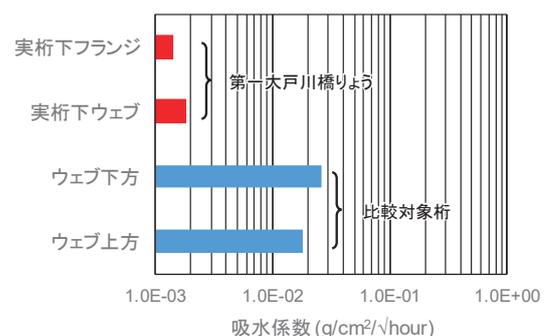


図-5.1 吸水係数(試製試験器)

りょうは、コンクリートの表層品質が良好であることに加え、表面の微細ひび割れの発生が抑制されたことによって、高い吸水抵抗性が確保されたものと考えられる。

#### 5.1.4 表面透気試験

ダブルチャンバーを有する試験機によって表層コンクリートの透気性を測定するトレント法は、原位置において物質移動抵抗性を調査できる非破壊試験法として適用が拡大している。この方法では、試験から得られる透気係数を基に、表層の透気性品質を5段階に区分して評価することが提案されている。数箇所測定された表面透気試験結果の対数平均値をこの品質クラスに当てはめると、第一大戸川橋りょうの実桁および標準桁はランク1（優）に該当し、比較対象桁はランク3（一般）に該当する。この結果からも、第一大戸川橋りょうの実桁および標準桁は、優れた物質移動抵抗性を有しているといえる。

#### 5.1.5 中性化深さ

第一大戸川橋りょうの標準桁の中性化深さは、降雨の影響のない場所で測定した結果 0.1mm であり、53年経過してもほとんど中性化が進んでいないことがわかった。ちなみに、降雨の影響を受ける場所では、1~2mm 程度フェノールフタレインで発色しない領域があったが、二酸化炭素による炭酸化ではなく、雨水によって  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  が溶脱した可能性が高いと考えられる。降雨の影響のない場所で測定された結果から算定される中性化速度係数は、0.014 (mm/ $\sqrt{\text{年}}$ ) であり、別途28日間水中養生された W/C = 40% の試験体から求められた値である 1.0 (mm/ $\sqrt{\text{年}}$ ) と比較しても極めて小さい値であり、第一大戸川橋りょうの標準桁の中性化に対する抵抗性は非常に高いといえる。

一方、比較対象桁に関しては、中性化深さは 0~1mm 程度の領域がほとんどであり、離散的に数 mm の深さに達している箇所が点在していた。これは、コンクリート表面で観察された微細ひび割れによるものであると考えられる。

#### 5.1.6 酸素拡散試験

酸素拡散試験は、拡散セルの両側から酸素ガスと窒素ガスを供給し、酸素の濃度勾配による拡散を計測し、酸素拡散係数を求めるものである。図-5.2 は、酸素拡散試験の結果を示す。第一大戸川橋りょう標準桁の酸素拡散係数は  $0.7 \times 10^{-8}$  程度であり、既往の研究における28日間水中養生を行った同程度の水セメント比を有する室内試験体による結果の数分の一程度であり、極めて高い酸素拡散抵抗性を有しているといえる。一方、比較対象桁の酸素拡散係数は  $4.0 \times 10^{-8}$  程度であり、第一大戸川橋りょう標準桁より大きな値であったが、既往の試験結果と比べると小さな値であった。これらから、第一大戸川橋りょう標準桁の酸素拡散係数は、極めて小さい値であるといえる。

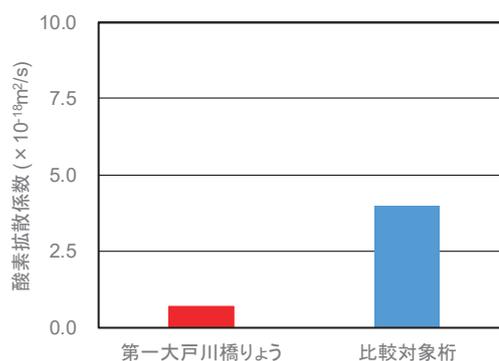


図-5.2 酸素拡散係数

## 5.2 品質試験結果から見えてくる施工の役割

### 5.2.1 強度特性に関して

調査結果から、53年経過した第一大戸川橋りょうのコンクリートは、十分な圧縮強度を維持していることが明らかとなった。一般的には、標準養生供試体による圧縮強度より、実構造物から採取したコアによる圧縮強度のほうが低くなる傾向にあるが、第一大戸川橋りょう標準桁のコアを用いて測定したコンクリートの圧縮強度は、標準養生供試体によるものより大きな値が得られた。

このように十分な圧縮強度のコンクリートを得ることができた理由は、コンクリート用の材料として良質の骨材を選定したこと、製作当時の混和剤を使用しない硬練りのコンクリートであっても、丁寧な締固めが行われて空隙の少ない密実なコンクリートが得られたこと、および、コンクリートの凝結開始から初期材齢にかけて十分な湿潤養生が行われたことによって、良好な水和反応が誘導されたことによるものと考えられる。さらに、供用開始後も水和反応が継続し、長期にわたって実構造物のコンクリート強度が増進したことが要因であると考えられる。

### 5.2.2 表層品質に関して

中性化などの劣化現象には、コンクリートの物質移動抵抗性が大きく影響しており、表層コンクリートは内部の鋼材の腐食に対する保護層としての重要な役割を担っている。とくに、実構造物ではコンクリートの締固めや養生方法によってコンクリートの品質が左右されることから、原位置において表層コンクリートの物質移動抵抗性を直接確認することは、実構造物の耐久性を評価するうえで極めて重要である。

第一大戸川橋りょうの実桁および標準桁による、コンクリート表層品質に関する試験の結果、比較対象桁による結果や既往の研究と比較して、第一大戸川橋りょうのコンクリートの表層品質は、極めて優れた特性を有していることが確認された。とくに、中性化は53年経過してもほとんど生じていないという驚くべき結果であった。これは、以下に述べるような施工におけるさまざまな配慮によってもたらされたものと考えられる。①コンクリート用の材料として良質なものが選定されたこと、②幾度にわたるコンクリートの打込み実験により、外部振動機および内部振動機の使い分けによるコンクリートの打込みおよび締固め方法の最適化が図られ、空隙量の少ない密実なコンクリートが得られたこと、③型枠の一部に2枚重ねのさらし木綿を配置して、コンクリート表面に発生する気泡が抑制されたこと、④コンクリートの凝結開始からぬれむしろと冷水によって水和発熱の抑制と湿潤養生が行われたこと、⑤脱型後も材齢1週間までぬれむしろと注水によって継続的な湿潤養生が行われたことなどがあげられる。これらの施工時の配慮によって、均質で密実なコンクリートが得られ、ひび割れがなく気泡の少ない緻密なコンクリート表面が得られたものと考えられる。

## 5.3 LCC 評価の観点から

### 5.3.1 概要

先に示した土木学会の委員会の調査から、第一大戸川橋りょうは非常に高い耐久性を有していることが明らかとなった。ただし、当時の施工方法は人力に負うところが多く、当時としてもかなりの建設費を要したと考えられる。土木学会では、先述の委員会の終了後に新たな委員会が組織され、既設コンクリート構造物の品質に関する調査に加え、第一大戸川橋りょうの建設コストやコンクリート表層品質がLCCに与える影響などが検討された。

ここでは、新たな委員会である「歴代構造物品質評価／品質検査制度研究小委員会」による報告書<sup>7)</sup>を参考にしながら、第一大戸川橋りょうの品質に関してLCCの観点からの評価を行う。なお、建設費の算出やLCCの検討の詳細については、土木学会の報告書を参照されたい。

### 5.3.2 主桁の製作コスト

第一大戸川橋りょうの建設費について、当時の製作方法による場合（当時桁と称する）と現在の一般的な方法による場合（現在桁と称する）について比較を行う。積算は、当時桁は1954年当時の桁の製作方法を再現した歩掛により算出され、現在桁は平成20年度国土交通省積算基準のうち、現場打ちプレキャスト桁の製作方法に準じて行われた。積算範囲は、管理費など諸経費は計上しない主桁製作までとし、架設以降のコストは含まない。なお、当時桁については当時のコンクリートの製造方法に従い、ミキサープラントなどの仮設も含む。一方、現在桁についてはレディーミクストコンクリートを使用するものとする。

これらの仮定のもとに積算された結果、現在桁の費用を100とすると、当時桁の費用は394となり、約4倍の費用を要する結果となった。

### 5.3.3 コンクリートの品質に着目したLCCの検討

既設の構造物に目をやると、第一大戸川橋りょうのように長期間にわたって健全性を維持しているものもある一方で、早期に劣化が生じて撤去を余儀なくされるものなど、それらの耐久性レベルはさまざまである。これらの耐久性の差は、コンクリートの品質によるところも大きいと考えられる。土木学会の委員会では、このような観点から検討が行われたのでその概要を示し、第一大戸川橋りょうの評価を行う。なお、同報告書では多くのパラメータのもとでLCCが検討されているが、ここでは代表的なものについてのみ示すこととする。

LCC評価に関する仮定は次のとおりである。対象とする構造物は、日本海の塩害環境に建設される橋梁とし、桁のかぶりは15mm（第一大戸川橋りょう相当）、35mmおよび70mmとする。ただし、かぶりが増加しても鋼材の増加はなくコンクリート断面のみ増加するものとする。養生方法は、標準的な方法によるもの（標準養生と表記）と、第一大戸川橋りょうと同程度に7日間完全湿潤養生を行うもの（高養生と表記）の2種類とする。これらの条件で、桁の製作費のみを積算した結果、標準養生でかぶりを15mmとしたものを1.00とすれば、かぶりを35mmおよび70mmとした場合の製作費は、それぞれ1.09および1.25となった。また、かぶりを15mmのままとして高養生を行った場合は1.04となった。

次に、LCCの検討条件を示す。予定供用期間は100年とし、LCCに考慮する費用は、初期建設コスト（桁の製作費）と更新費（新設コストの3倍と仮定）のみとする。すなわち、塩害による劣化を対象として、劣化期の中間に達するまで対策を行わず、その時点で更新を行うものとする。また、廃棄費用、工事に伴う社会的損失、物価変動なども考慮しない。塩害に関わるコンクリートの品質として、塩化物イオンの見かけの拡散係数は、標準養生を行った場合を先に示した比較対象桁から測定した値である $8.53 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{年}$ とし、高養生を行った場合を第一大戸川橋りょう標準桁から測定した値である $1.81 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{年}$ とした。なお、コンクリート表面における塩化物イオン濃度は、 $13.0 \text{kg}/\text{m}^3$ とする。

図-5.3は、LCCの算定結果を示す。LCCの単位はユニットとし、標準養生でかぶり15mmの桁製作費を1.00とした時の割合で示したものである。同図から分かるように、第一大戸川橋

りょうと同程度の養生を行い、コンクリートの品質を向上させることによって、LCCを大幅に改善できることが分かる。たとえばかぶりが35mmの場合、初期養生を第一大戸川橋りょう並みに行うことによって、初期コストは標準養生に比べて4%程度増加するが、コンクリートの品質である塩化物イオンの見かけの拡散係数が改善されることによって、100年間更新することなく供用を行うことが可能となる。ちなみに、標準養生を行ったかぶりが35mmの桁では、LCCは7.63ユニット（初期コスト1.09+更新2回）が必要となる。

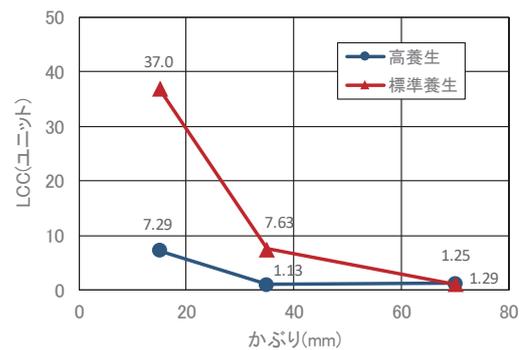


図-5.3 LCC とかぶりの関係

以上のことから、高品質なコンクリートを得るために、製作時に時間と費用をかけたとしても増加する費用は相対的にわずかである。一方で、構造物の耐久性が向上することによって維持管理費が減少し、条件によっては長期的な観点からの経済性が大幅に改善されることが分かる。

## 6. おわりに

ここでは、PCアーカイブ化の観点から「第一大戸川橋りょう」に焦点を当て、当時わが国としては経験のないハイレベルな領域への挑戦であり、設計・施工にあたってその当時の関係者がどのような研究・検討が行われて完成に至ったかを振り返ってみた。本橋は、完成後65年経過した現在も現役でその役割を果たしている。さらに近年の調査結果からコンクリートの耐久性が極めて高いことが報告されている。現在の技術水準にも引けを取らないものであり、当時の関係者の技術的判断の的確さと熱意が伝わるものである。



写真-6 現在の第一大戸川橋りょう

ハイレベルな領域に対して幾多の課題を克服して無事達成できたことで、PCの信頼性が確保されるとともに研究・検討された多くの基礎データがその後のPCの普及に拍車がかかり、早期に世界の水準に行き着く要因のひとつとして大きな役割を果たしたのではないかと思う。

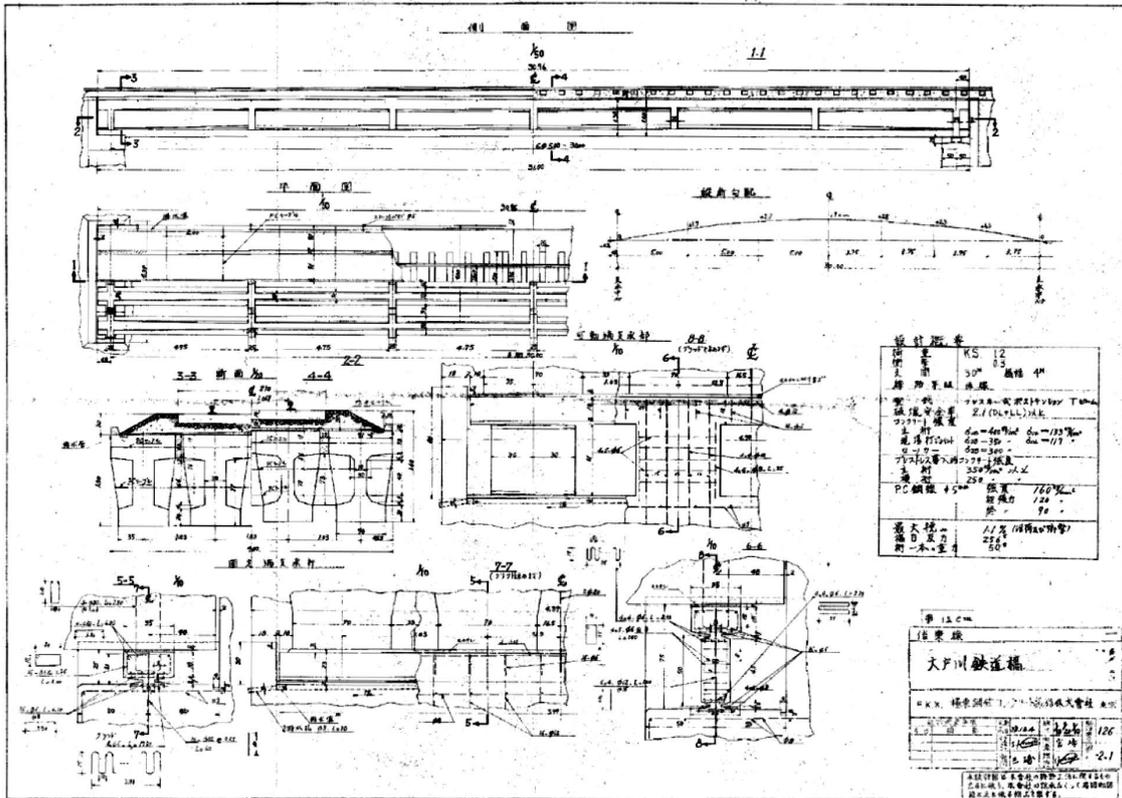
本橋は、PC橋の発展に大きく寄与した歴史的な橋梁であり、現在でも健全に供用されていることから、2008年に国の登録有形文化財（第25-0258号）に登録されている（写真-6）。

## 参考文献

- 1) 手塚正道、前田晴人、井谷計男、久富理：日本におけるPCのはじまりから黎明期、プレストレストコンクリート Vol. 61、No. 2、pp. 96-105、Mar. 2019

- 2) 前田晴人：「PCの先駆者たち(人物編)」の連載にあたって、プレストレストコンクリート Vol. 62、No. 1、pp. 55、Jan. 2020
- 3) 仁杉巖：支間 30m のプレストレストコンクリート鉄道橋(信楽線第一大戸川橋梁)の設計、施工及びこれに関連して行った実験研究の報告、土木学会論文集第27号(昭.30.7)
- 4) 菅原操：プレストレストコンクリート桁のクリープの現場測定、土木学会誌43-8、昭.33.8
- 5) 土木学会：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(355委員会)成果報告書およびシンポジウム講演概要集、コンクリート技術シリーズ No. 80、2008.4
- 6) 菅原操、石橋忠良、西山佳伸、夏川亮介：30年経過したPC鉄道橋の経年特性について、プレストレストコンクリート Vol. 29、No. 4、Jul、1987
- 7) 土木学会：歴代構造物品質評価/品質検査制度研究小委員会(216委員会)成果報告書およびシンポジウム講演概要集、コンクリート技術シリーズ No. 87、2009.11
- 8) プレストレストコンクリート工学会：増補改訂版「フレッシュマンのためのPC講座」第三版、2018年1月
- 9) (株)ピー・エス社史編集委員会：ピー・エス50年史、2002年3月
- 10) Jose. A. F. Ordonez、(翻訳監修)池田尚治：PC構造の原点フレシネー、(株)建設図書、2000年5月
- 11) 吉田徳次郎他：日本におけるプレストレストコンクリートのルーツ - PC創生期を偲ぶ座談会記録-1959年3月24日、プレストレストコンクリート Vol. 20、No. 1、pp. 36-51、1978.1
- 12) 奥田由法、西垣義彦、松本一昭、鳥居和之：日本で最初のプレストレストコンクリート道路橋長生橋について、土木学会 第31回土木史研究発表会、2011年6月
- 13) ピー・エス・コンクリート(株)社史編集委員会：会社24年のあゆみ、1976年3月
- 14) 猪股俊司：10m プレストレストコンクリート桁について(1)、セメント・コンクリート、No. 59、pp. 15-22、1952年1月
- 15) 猪股俊司：10m プレストレストコンクリート桁について(完結編)、セメント・コンクリート、No. 60、pp. 22-29、1952年2月
- 16) 菅原 操、浅沼久志：日本最初のプレストレストコンクリート不静定構造、セメント・コンクリート、No. 89、pp. 8-13、1954年7月
- 17) 原 幹夫、濱岡弘二、天谷公彦：建設から60有余年が経過したポストテンション方式PC橋の健全性調査、第24回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp. 463-468、2015年10月
- 18) 八田一雄：プレストレストコンクリート橋の架設 福井県石徹白橋、セメント・コンクリート、No. 84、pp. 20-25、1954年2月
- 19) 旭 芳雄：赤城見橋について、建設省関東地方整備局 熊谷国道工事々務所長、1954年3月
- 20) 仁杉 巖：挑戦 鉄道とコンクリートと共に六十年、(株)交通新聞社、2003年
- 21) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編、平成16年4月
- 22) 道路橋示方書・同解説、I 共通編、IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、日本道路協会、平成29年11月
- 23) 昭和30年土木学会制定 プレストレスト コンクリート 設計施工指針、土木学会、1955

- 24) コンクリート標準示方書 2002年制定 構造性能照査編、土木学会
- 25) コンクリート標準示方書 2017年制定 設計編、土木学会
- 26) 昭和36年土木学会制定 プレストレスト コンクリート 設計施工指針、土木学会、1961



参考資料—第一大戸川橋りょう 一般図 (FKK 提供)

---

---

令和3年5月25日 印刷  
令和3年5月30日 発行 **第48回 PC 技術講習会**

定価6,111円  
(送料別途300円)

発行者 公益社団法人プレストレストコンクリート工学会 専務理事 西垣義彦

印刷所 レタープレス株式会社 広島市安佐北区上深川町809番地の5

発行所 **公益社団法人プレストレストコンクリート工学会**

TEL. 東京 (03) 3260-2521  
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821  
東京都新宿区津久戸町4番6号  
第三都ビル

---

---