

第49回PC技術講習会

令和4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

低炭素型セメント結合材を用いたプレストレストコンクリート橋…………… 1

国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター	古 賀 裕 久
国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター	櫻 庭 浩 樹
国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター	角 田 貴 也
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会	鈴 木 雅 博
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会	俵 道 和

最新の PC・PCa 技術による建築…………… 17

ARUP	伊 藤 潤一郎
(株)石本建築事務所	原 健一郎
(株)竹中工務店	西 牧 誠
(株)久米設計	福 田 光 俊

高速道路の取組み…………… 35

—NEXCO におけるリニューアル工事の取組み—

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)	大 城 壮 司
(株)高速道路総合技術研究所	高 原 良 太
(株)高速道路総合技術研究所	萩 原 裕 樹

高速道路の取組み…………… 49

—東品川栈橋・鯨洲埋立部更新工事の PC 技術—

首都高速道路(株) 更新・建設局	松 崎 久 倫
首都高速道路(株) 更新・建設局	小 島 直 之
首都高速道路(株) 更新・建設局	笹 森 哲 洋

鉄道150周年と PC 構造…………… 61

—今とこれから—

(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	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..... 95

—JICA による維持管理技術者育成の海外展開、
fb Model Code の改訂状況—

国際委員会 長岡技術科学大学・本工学会副会長
東京大学

下 村 匠
長 井 宏 平

PC アーカイブ 「嵐山橋」..... 101

三井住友建設(株)

永 元 直 樹

プレストレストコンクリート初級講座..... 117

—増補改訂版フレッシュマンのための PC 講座—

川田建設(株)
(株)富士ピー・エス
(株)建研
三井住友建設(株)
(株)エスイー
(株)日本構造橋梁研究所
黒沢建設(株)
(株)ピーエス三菱

鈴 木 聡
正 木 守
岩 見 遼 平
鈴 鹿 良 和
藺 田 紘一郎
寺 田 幸 平
福 地 啓 太
藤 本 謙太郎

低炭素型セメント結合材を用いたプレストレストコンクリート橋

国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター 古 賀 裕 久
国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター 櫻 庭 浩 樹
国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター 角 田 貴 也
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会 鈴 木 雅 博
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会 俵 道 和

1. はじめに

1.1 低炭素型セメント結合材とは

国立研究開発法人土木研究所と一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会は、以前から結合材の一部に高炉スラグ微粉末やフライアッシュを活用したプレストレストコンクリートの活用について共同研究を実施し、検討を行っている（表－1.1）。プレストレストコンクリート（以下、PC）では、プレストレスを早期に導入するため、材齢初期の強度発現に優れた早強ポルトランドセメントのみを用いることが一般的であった。この早強ポルトランドセメントの一部を高炉スラグ微粉末やフライアッシュで置換することは、セメントの製造に由来するCO₂排出の削減になることから、筆者らはこれを低炭素型セメント結合材と呼んでいる。

これまでの検討から、表－1.2に示す組合せで、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを活用したコンクリートは、早強ポルトランドセメントを単味で用いた場合とほぼ同様に製造、施工でき、材齢初期の強度発現も十分得られることがわかっている。本稿では、これらの配合を用いたコンクリートに関する種々の検討結果や、実際の橋梁に用いられた事例などを紹介する。

表－1.1 低炭素型セメント結合材を用いたプレストレストコンクリートについての検討状況

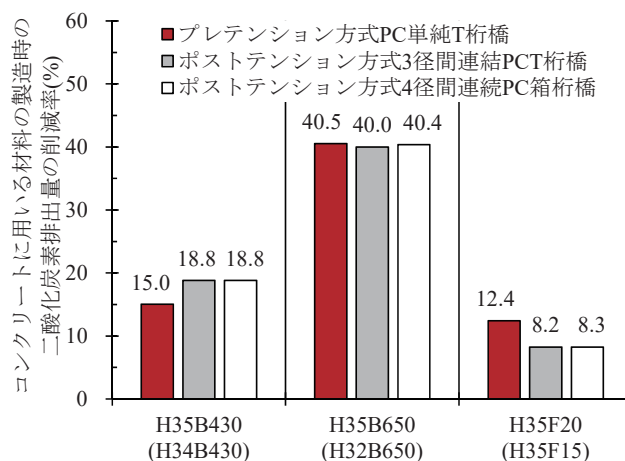
共同研究名称	新設プレストレストコンクリート橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する共同研究	低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究
対象	工場等で製造されたプレキャスト PC 部材	現場打ち PC 橋
研究期間	2017年 4 月～2022年 3 月	2011年 6 月～2016年 1 月
概要	・ 高耐久化を目的として混和材を用いた PCaPC 部材の設計および製造に関する標準的な方法を提示 ・ コンクリートの塩化物イオン浸透に対する抵抗性を迅速かつ適切に評価する方法、およびその適用方法を提案 ・ 蒸気養生および蒸気養生前後の養生に関する標準的な方法や、養生条件によって発生する外観変状への対応に関する標準的な方法を提示	・ 混和材を用いた PC 橋の設計および施工に関する標準的な方法を提示 ・ 混和材を用いた PC 橋の二酸化炭素排出削減効果を定量的に評価するための標準的な方法を提示

表-1.2 想定する低炭素型セメント結合材

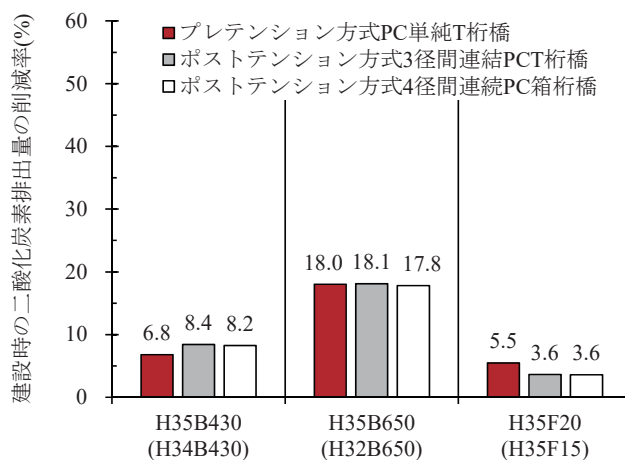
セメントの種類	混和材の種類	混和材の置換率（質量％）
早強ポルトランドセメント	高炉スラグ微粉末4000	30
	高炉スラグ微粉末6000	50
	フライアッシュⅡ種	15～20

1.2 低炭素型セメント結合材の二酸化炭素排出量削減効果

低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートを使用したPC橋の二酸化炭素排出量削減効果を試算した結果を図-1.1に示す。これらの試算例では、従来早強ポルトランドセメント単味で製造されていたPC用コンクリートを、表-1.2で想定した低炭素型セメント結合材に変更した場合の、二酸化炭素排出量の削減割合を示している。混和材の使用量が多い配合ほど、材料製造時の二酸化炭素排出量を削減することができる。また、コンクリート製造に関わる二酸化炭素排出量は比較的割合が大きいため、建設時の二酸化炭素排出量の削減に寄与できることが示されている。



(A) コンクリートに用いる材料の製造時の二酸化炭素排出量の削減率



(B) 建設時の二酸化炭素排出量の削減率

H40 (H36) :

早強ポルトランドセメント単味、
W/B = 40% (W/B = 36%)、
W = 165kg/m³ (W = 151kg/m³)

H35B430 (H34B430) :

早強ポルトランドセメントの30%を
高炉スラグ微粉末4000で置換、
W/B = 35% (W/B = 34%)、
W = 165kg/m³ (W = 170kg/m³)

H35B650 (H32B650) :

早強ポルトランドセメントの50%を
高炉スラグ微粉末6000で置換、
W/B = 35% (W/B = 32%)、
W = 165kg/m³ (W = 153kg/m³)

H35F20 (H35F15) :

早強ポルトランドセメントの20 (15) %を
フライアッシュⅡ種で置換、
W/B = 35% (W/B = 35%)、
W = 165kg/m³ (W = 150kg/m³)

※ () 内はプレテンション方式PC単純T桁橋の配合のデータを示す。

※図の縦軸は、早強ポルトランドセメント単味のコンクリートに対する混和材を用いたコンクリートの二酸化炭素排出量の削減率を示す。

図-1.1 混和材を用いたPC橋の二酸化炭素排出削減効果¹⁾

近年、カーボンニュートラルを目標としたコンクリートの開発が注目されている。二酸化炭素をコンクリートや骨材に吸収させるなどさまざまな技術が提案されているが、これらの提案のほとんどが、混和材を活用してポルトランドセメントの使用量を抑制する技術との組合せでコンクリート製造時の二酸化炭素排出量をマイナスにすることを目標としたものである。これらの技術の確立にはまだ時間を要することも想定されており、すぐにできる対策として、PC の分野ではまだ十分には活用されていない混和材の活用をより拡大していくことが有効と考えられる。

1.3 低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートの耐久性

適切に配合設計、製造された PC 用のコンクリートは、一般的な鉄筋コンクリート用のコンクリートと比較して、設計基準強度が大きく、水結合材比（水セメント比）が低いため、劣化物質の侵入が抑制されることが期待できる。ただし、単位セメント量が大きくなるため、アルカリシリカ反応を抑制するため、配慮が必要である。

高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用いたコンクリートは、ポルトランドセメントの使用量を減少させるとともに、硬化の過程で水酸化カルシウムを一部消費して細孔溶液の pH をわずかに低下させるため、アルカリシリカ反応の発生を抑制する優れた効果を有する。

また、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用いたコンクリートは、塩化物イオンの浸透に対する抵抗性が高いことも知られている。塩害（塩化物イオンによる鋼材腐食）は、劣化の速度が速く、部材の耐力に与える影響も大きいことが知られていることから、設計基準でも十分な配慮が求められている。しかし、海から飛来する塩分の供給状況には場所により大きなばらつきがあることや、近年、凍結防止剤として散布される塩化ナトリウムによる劣化の促進などが知られてきていることから、さらに塩害に対する抵抗性を高め、耐久性能の確保に対する信頼性を高めることは有用である。

そこで、低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性、およびこの性状を短期間で評価する技術に関する検討結果を次章以降で紹介する。

2. 低炭素型セメント結合材を用いたプレストレストコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性

2.1 検討の概要

PC 構造物に用いるコンクリートは水結合材比が小さいため、鉄筋コンクリート構造物に用いられる水結合材比50%程度のコンクリートと比較すると、塩化物イオンなどの劣化因子がコンクリートの内部に浸透することを抑制できる。しかし、塩化物イオンの浸透を拡散現象として考えると、コンクリート橋の長い供用期間の間には、内部にまで塩分が浸透することは避けられず、塩害が厳しい環境下ではエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるなどの対策を併せて行う必要がある。

一方、結合材の一部を高炉スラグ微粉末やフライアッシュで置換したコンクリートは、塩化物イオン浸透に対する抵抗性をさらに高めることができ、水結合材比が小さい場合には、塩化物イオンが浸透する範囲が水の浸透できる範囲に限定され、拡散理論に従わない可能性が指摘されている²⁾。筆者らが、過去の PC 技術講習会において紹介した、厳しい塩害環境下に10~14年暴露された供試体の試験結果でも、塩化物イオンの浸透範囲が暴露中にほとんど変化しない傾向が見られている³⁾。

今回、低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性について、さらに室内での浸せき試験、および実環境での暴露試験を行って検討した結果の一部を紹介する。

2.2 塩水浸せき試験

2.2.1 検討方法

検討に用いたコンクリートの配合を、表-2.1に示す。これらの配合は、プレキャスト PC 部材に用いることを想定した設計基準強度 50N/mm^2 の配合である。

コンクリートは、 20°C の室内で製造し、 $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱供試体を作製した。型枠に打ち込んだあとは封緘養生、翌日に脱型して材齢28日まで、 20°C の養生槽で水中養生した。その後、両端部を切断して高さ 150mm とし、その片側の切断面を試験面とした。試験面以外の供試体表面はエポキシ樹脂塗料でシールした。その後、3%の塩化ナトリウム溶液に所定の期間浸せきした。所定の期間浸せきした後、表面から 5mm または 10mm ごとに試料を採取して JIS A 1154 の電位差滴定法によって塩化物イオン濃度を測定し、濃度分布から見掛けの拡散係数 D_{ap} を推定した。

表-2.1 コンクリートの配合と基礎物性

配合	水結合材比 (%)	単位量 (kg/m ³)						スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 材齢28日 (N/mm ²)	
		W	B = HPC + BS 4 + BS 6 + FA				S				G
			HPC	BS4	BS6	FA2					
H36	36	165	458 (100%)	—	—	—	721	968	12.0	5.3	65.3
H36SG430			321 (70%)	138 (30%)	—	—	712		10.0	5.9	60.5
H36SG650			229 (50%)	—	229 (50%)	—	707		12.0	5.0	69.4
H36FA220			367 (80%)	—	—	92 (20%)	696		8.0	4.8	60.6

※HPC：早強ポルトランドセメント（密度= 3.14g/cm^3 、比表面積= $4480\text{cm}^2/\text{g}$ ）、BS 4：高炉スラグ微粉末4000（密度= 2.89g/cm^3 、比表面積= $4350\text{cm}^2/\text{g}$ 、せっこう添加（ SO_3 換算 2%））、BS 6：高炉スラグ微粉末6000（密度= 2.91g/cm^3 、比表面積= $6210\text{cm}^2/\text{g}$ 、せっこう添加（ SO_3 換算 3%））、FA：フライアッシュⅡ種（密度= 2.35g/cm^3 、比表面積= $4330\text{cm}^2/\text{g}$ ）、単位量の（）内の%値は全結合材に占める各結合材の割合を表示

※S：細骨材（静岡県掛川産砕砂：密度= 2.56g/cm^3 、吸水率= 2.23% ）、G：粗骨材（茨城県笠間産砕石 6号（密度= 2.67g/cm^3 、吸水率= 0.43% 、硬質砂岩）と同 5号（密度= 2.67g/cm^3 、吸水率= 0.46% 、硬質砂岩）を均等に混合）、化学混和剤：高性能減水剤と空気連行剤を使用

※圧縮強度：標準養生を行った円柱供試体（ $\phi 100 \times 200\text{mm}$ ）を用いて、材齢28日に JIS A 1108：2006に準拠して測定

2.2.2 検討結果

浸せき試験後の塩化物イオン濃度分布を図-2.1に示す。また、これらの分布から求めた見掛けの拡散係数の推移を図-2.2に示す。

図-2.1から、混和材を用いた配合は、早強ポルトランドセメント単味の H36よりも塩化物イオンの浸透が抑制される傾向が認められる。また、見掛けの拡散係数に着目すると、H36に対し、高炉スラグ微粉末で置換を行った H36SG430や H36SG650は、浸せき期間に関わらず見掛けの拡散係数が小さい。フライアッシュを用いた H36FA220は、浸せき期間が短い場合は H36と同程度の見掛けの拡散係数であったが、長期的には小さくなった。フライアッシュの反応によるコンクリートの緻密化は時間を要することが知られており、十分にその効果が発揮される前に浸せきを終了した場合は効果が明確で無かったものと考えられる。

なお、これまでの暴露試験等の結果では、混和材を用い、水結合材比を低く抑えたコンクリートは、塩分の浸透が見かけ上停止するような性状が認められている。そこで、今回の試験結果で、塩化物イオン浸透フロントの経時変化を求め、図-2.3に示す。ここで、塩化物イオン浸透

フロントは、塩化物イオン濃度が 0.3kg/m^3 を超えた試料の midpoint までの距離と定義した。H36、H36SG430では、経時的に塩化物イオン浸透フロントが増加しているのに対し、H36SG650、H36FA220では、浸せき12ヶ月以降に、塩化物イオン浸透フロントが停滞した。このことから、水結合材比が36%以下で、早強ポルトランドセメントの重量比50%を高炉スラグ微粉末6000で置換したコンクリートおよび早強ポルトランドセメントの重量比20%をフライアッシュⅡ種で置換したコンクリートでは、塩化物イオン浸透に対する抵抗性がとくに高いと考えられる。

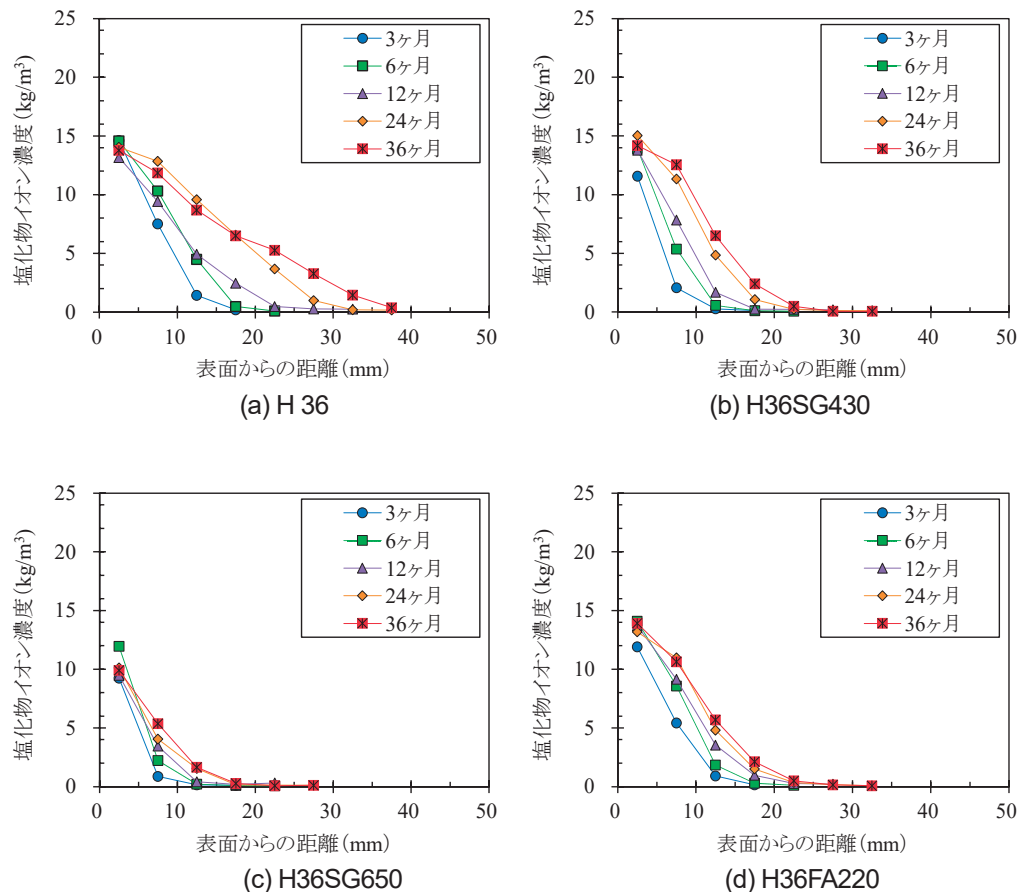


図-2.1 浸漬試験後の塩化物イオン濃度分布（塩化物イオン濃度 3%）

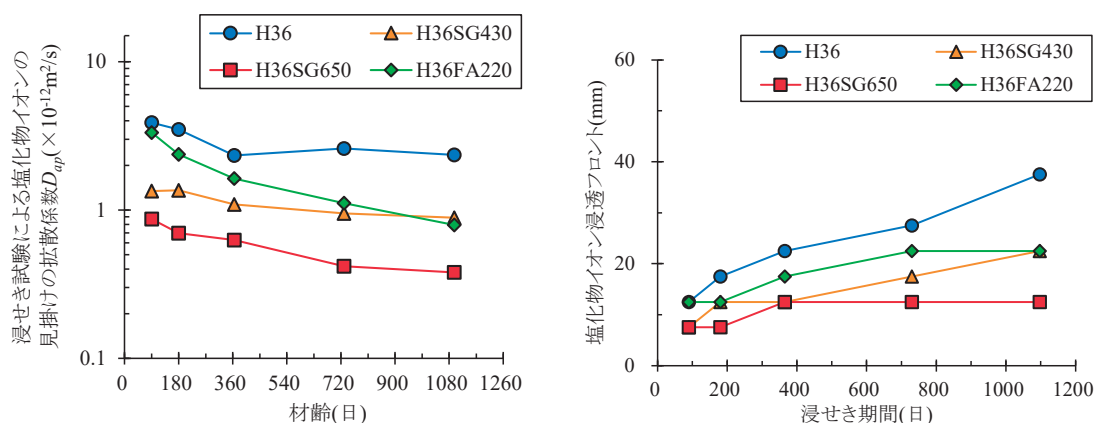


図-2.2 浸せき試験における見掛けの拡散係数の経時変化

図-2.3 浸せき試験における塩化物イオン浸透フロントの経時変化

2.3 塩害環境での屋外暴露試験

2.3.1 検討方法

前節で浸せき試験に用いたコンクリートと同時に作製した角柱供試体を、塩害環境下の屋外に暴露した(表-2.2)。なお、暴露した供試体には、28日間の水中養生を行ったものと、蒸気養生を模擬した養生としたものがある(表-2.3)。その後、回収した供試体から試料を採取し、前節と同様に浸透した塩化物イオンの濃度を分析した。また、併せて、フェノールフタレイン溶液を用いた方法で、屋外暴露後のコンクリートの中性化深さを測定した。

表-2.2 暴露試験の実施状況と気象データ

	沖縄県国頭郡
暴露状況	
日平均気温(℃)	23.1 (Max.34.9 Min.8.0)
日平均湿度(%)	78.8
積算降水量(mm)	8,245
地理条件	沿岸部

※日平均気温、日平均湿度、積算降水量は、最寄りの気象観測地点の2017年2月から2020年7月までの気象データである。

表-2.3 供試体の養生方法

Case	養生方法	コンクリート打込み後の取扱い
C28	標準養生	20℃の室内で封緘養生、翌日に脱型して材齢28日まで20℃の養生槽で水中養生
SD	模擬蒸気養生	恒温恒湿槽内で蒸気養生を模擬した温度履歴を与え、翌日に脱型して気中養生

※蒸気養生を模擬した温度履歴：十分に湿らせた養生マットで供試体の上面を覆い、20℃で3時間の前養生、50℃まで2時間で昇温、50℃を6時間維持、20℃まで5時間で降温

2.3.2 検討結果

暴露試験後の塩化物イオン濃度の分布および中性化深さ測定結果を、図-2.4に示す。これらの試験結果では、塩化物イオンの浸透深さは、表面から15mmの位置までと小さく、塩化物イオンの浸透深さは屋外に20ヶ月間あった場合と、40ヶ月あった場合で変化は見られない。また、養生方法の違いによる塩化物イオン濃度分布への違いは不明瞭であった。

なお、中性化深さは、いずれの供試体でもごく表層に留まっており、中性化に伴う塩化物イオンの濃縮現象は認められなかった。

なお、暴露試験は今後も継続し、低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートの塩分浸透抵抗性についてより長期のデータを取得する予定である。

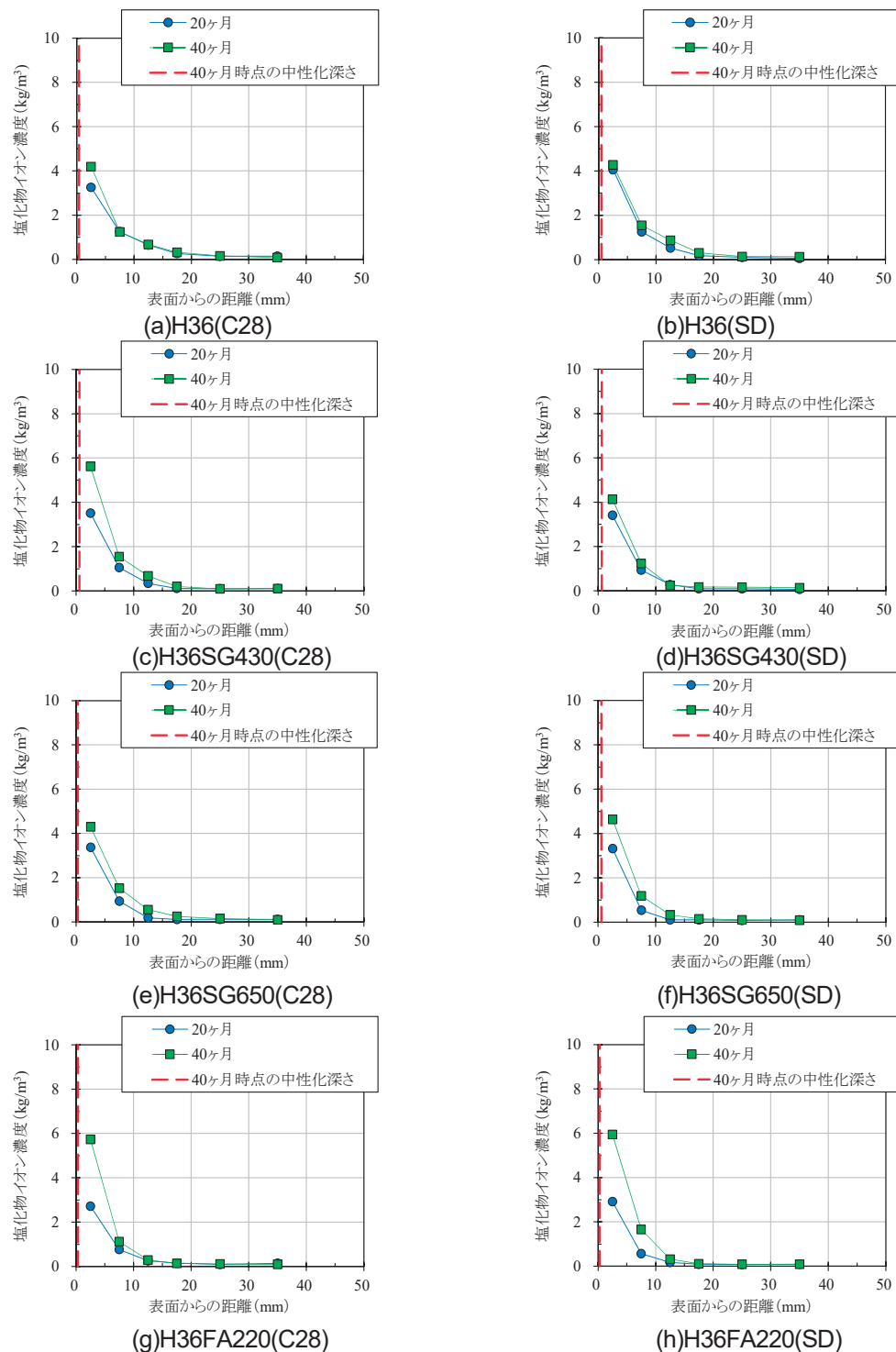


図-2.4 塩化物イオン濃度分布と中性化深さの関係

2.4 塩水浸せき試験および屋外暴露試験結果のまとめ

低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性について、さらに室内での浸せき試験、および実環境での暴露試験を行って検討した。

- (1) 最長36ヶ月の塩水浸せき試験の結果では、混和材による置換を行うことにより、塩分浸透抵抗性が向上することが確認された。試験した配合の範囲では、早強ポルトランドセメン

- トを高炉スラグ微粉末で置換した配合では、置換率の大きいものがより塩分浸透抵抗性に優れていた。また、フライアッシュを用いた配合は、28日の水中養生の直後はフライアッシュの効果が明確で無いが、長期的には優れた塩分浸透抵抗性を示した。
- (2) 暴露期間が40ヶ月までの塩害環境下の屋外暴露試験では、いずれの配合でも優れた塩分浸透抵抗性を示し配合による違いが明確ではなかった。なお、暴露期間中の中性化深さはわずかであり、塩分浸透抵抗性に影響を与えていなかった。

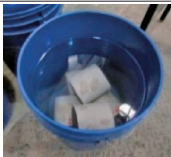
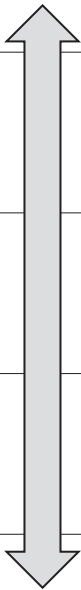
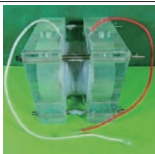
3. 極めて塩分が浸透しにくいコンクリートの評価手法とその活用提案

3.1 提案の趣旨

混和材を活用した PC 用のコンクリートは塩化物イオン浸透に対して高い抵抗性を有するが、その抵抗性の程度を定量的に評価して配合を選定したり、製造したプレキャスト PC 製品の抵抗性を品質管理で確認したりする方法は確立されていない。そこで、電気抵抗率を活用した配合の検討方法および製品出荷時の品質管理方法を提案した。

塩化物イオン浸透に対する抵抗性を評価する手法は複数存在するが、コンクリートに実際に塩分を浸透させて評価を行う手法は、とくに抵抗性の高いコンクリートを評価する場合、結果が得られるまでに長期間を必要とし、配合の検討や品質管理の手法として用いることが現実的ではない(表-3.1)。

表-3.1 塩化物イオン浸透抵抗性の評価手法の例

試験方法		高耐久なコンクリートの試験期間の目安	
屋外暴露試験		年単位	長期
浸せき試験 (JSCE-G 572)		月～年単位	
電気泳動試験 (JSCE-G 571)		月単位	
非定常電気泳動試験 ⁴⁾		日～週単位	
電気抵抗率試験 (JSCE-G 581)		分単位	

これに対し、電気抵抗率試験は、比較的短期間で結果を得ることが可能であり、試験により得られる電気抵抗率と浸せき試験による見掛けの拡散係数および非定常電気泳動試験より得られる塩化物イオン拡散係数の関係から塩化物イオン浸透に対する抵抗性を評価することが可能である。このことを利用すれば、とくにプレキャスト PC 製品の場合は、耐久性の試験結果を付けた上で製品を出荷することも可能となることが考えられ、プレキャスト PC 製品の高い塩分浸透抵抗性を設計等でも考慮しやすくなることが期待される。

3.2 塩分浸透抵抗性が高いコンクリートの分類提案

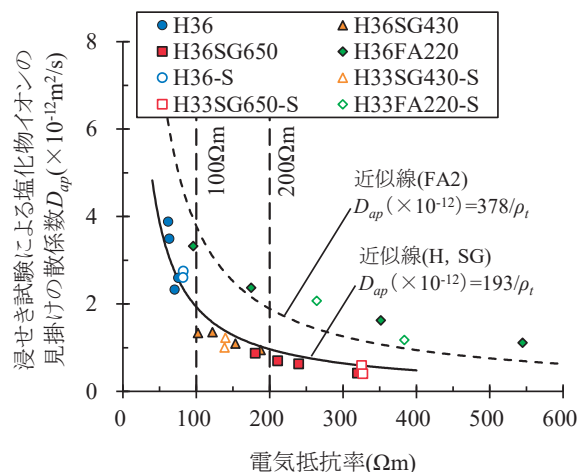
筆者らは、表-1.2で想定した結合材を用いたコンクリートに関して、非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数と、電気抵抗率の関係についてデータを蓄積してきた。その結果、PC 部材への適用が想定される水結合材比32~40%程度のコンクリートに関しては、塩化物イオンの浸透抵抗性を表-3.2に示すように分類できるものと考えられる。このうち区分3に該当するコンクリートは、前章で紹介した塩水への浸せき試験、屋外暴露試験などの結果と比較すると、塩分のコンクリート中への浸透が表層付近で停止することが期待されるような品質を有するものである。

表-3.2 塩化物イオン浸透抵抗性の分類

塩化物イオンの浸透抵抗性の区分	塩化物イオン抵抗性の指標		各区分に対応する結合材の例 (水結合材比：32~40%)	浸透抵抗性についての詳細
	非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} ($\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$)	電気抵抗率 (Ωm)		
区分1 従来から PC 橋に用いられているコンクリート	> 4	<100	早強ポルトランドセメント単味	塩害の影響が激しい環境では、100年間のうちに表面から 70mm の位置に鋼材を腐食させる程度の塩化物イオンが浸透することも避けられない。
区分2 区分1より塩化物イオン浸透抵抗性が高いコンクリート	2 ~ 4	100~200	早強ポルトランドセメント + 高炉スラグ微粉末 4000 (置換率30%)	塩害の影響が激しい環境でも、かぶり 70mm あれば、塩化物イオンの浸透量を腐食が生じない程度に抑制することも期待される。
区分3 区分2より塩化物イオン浸透抵抗性が高く、塩化物イオンがコンクリート中で拡散しないことも期待されるコンクリート	< 2	>200	早強ポルトランドセメント + 高炉スラグ微粉末 6000 (置換率50%) 早強ポルトランドセメント + フライアッシュ II 種 (置換率20%)	これまでの暴露試験等の知見では、塩分の浸透が表層で停止することが期待される。

※かぶり 70mm、供用期間100年での塩分の浸透量を推定するにあたっては、文献5)を参考に表面塩化物イオン濃度を $6.3\text{kg}/\text{m}^3$ と仮定した。

とくに、電気抵抗率は、測定そのものには時間を要しないことから、試験練りの際などに複数の材料、配合のコンクリートを製造し、それらの塩分浸透抵抗性を比較検討することに適している。図-3.1に電気抵抗率と浸せき試験により得られた見掛けの拡散係数の関係を例示する。これらを用いて、使用するコンクリートの塩化物イオンの浸透抵抗性を評価した上で、選定することが可能である。なお、選定の際には、電気抵抗率の測定結果が変動係数で約10%程度の誤差を有することを考慮して、指標値よりも電気抵抗率が大きい配合を選定するのがよい。



※“S”がついたプロットは、蒸気養生を模擬した供試体のデータである。
※浸漬日数を90～730日の供試体を用いて、電気抵抗率の測定と塩化物イオン濃度分布の測定をほぼ同時期に行った。

図-3.1 電気抵抗率と浸漬試験により得られた見掛けの拡散係数の関係

ところで、図-3.1では、フライアッシュを用いたコンクリートは、同程度の電気抵抗率を有するコンクリートと比較して、見掛けの拡散係数が大きい。これは、フライアッシュの効果が発揮されるのが、通常材齢91日程度以降であることに対し、塩水浸せき試験を材齢50日（蒸気養生のものは材齢20日）に開始したため、浸せき開始の初期の段階で、比較的多くの塩分が浸透してしまったものと考えられる。筆者らは、他にも製造者の異なる高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどさまざまな混和材を用いたり⁶⁾、複数のPC工場において供試体を製造したりして検証しており⁷⁾、十分フライアッシュの効果が発揮された後には、表-3.2に示すように分類できると整理している。しかし、コンクリート橋の建設方法によっては、フライアッシュの効果が十分発揮される前に過酷な環境にさらされるおそれもあり、この点も踏まえて配合を選定する必要がある。

3.3 電気抵抗率による塩分浸透抵抗性の評価の活用提案

混和材を活用したPC用のコンクリートは塩化物イオン浸透に対して高い抵抗性を有するが、これまでに活用例が多くないことから、この高い品質を計画や設計段階で考慮する方法は、現時点では定まっていない。混和材の効果による塩分浸透抵抗性の向上を実務面で活用するためには、その効果を確実に保証できる方法の確立が必要なものと考えられる。

前節で紹介した電気抵抗率の測定は、短時間で実施でき、とくに塩分浸透抵抗性が高いコンクリートについて、その程度を評価することが可能である。また、近年、生産性向上の観点からプレキャスト製品の活用が着目されているが、プレキャスト製品は出荷する時点でその品質を確認することも可能である。そこで、耐久性の試験結果を付けた上でプレキャスト製品を出荷することを想定して、電気抵抗率試験の活用方法を検討した。

なお、この手法は、早強ポルトランドセメントおよび高炉スラグ微粉末が用いられたコンクリートへの使用を想定している。フライアッシュによる塩化物イオン浸透抵抗性向上やコンクリートの電気抵抗率の変化は、材齢91日程度以降に顕著であることから、一般的なプレキャスト製品の出荷のタイミングでは評価が困難なためである。

品質評価の方法を図-3.2に示す。製品の出荷前の測定で、表-3.2に示したいずれかの指標値を上回る電気抵抗率となっていることを確認することにより、塩化物イオン浸透抵抗性の程度を評価する。

なお、電気抵抗率の測定には、製品と同時に製造した円柱供試体を用いる。電気抵抗率を測定する円柱供試体は、蒸気養生終了後は電気抵抗率を測定するまで水中に保管する。これは、供試体の表面が乾燥することにより、完全に飽水している状態より電気抵抗率が大きく測定されることを防ぐためである。これに対し、プレキャスト製品は、蒸気養生終了後、短期間の水中養生などを経て気中で保管されることが一般的である。この点で、円柱供試体とプレキャスト製品の保管条件は完全には合致しない。しかし、高炉スラグ微粉末を使用するなどした緻密なプレキャストPC用のコンクリートは、蒸気養生後の水中養生の期間の大小による塩分浸透抵抗性の違いは少なく、水中養生を継続した供試体を用いた電気抵抗率試験を用いて製品の塩分浸透抵抗性を評価しても良いと考えられる(図-3.3)。

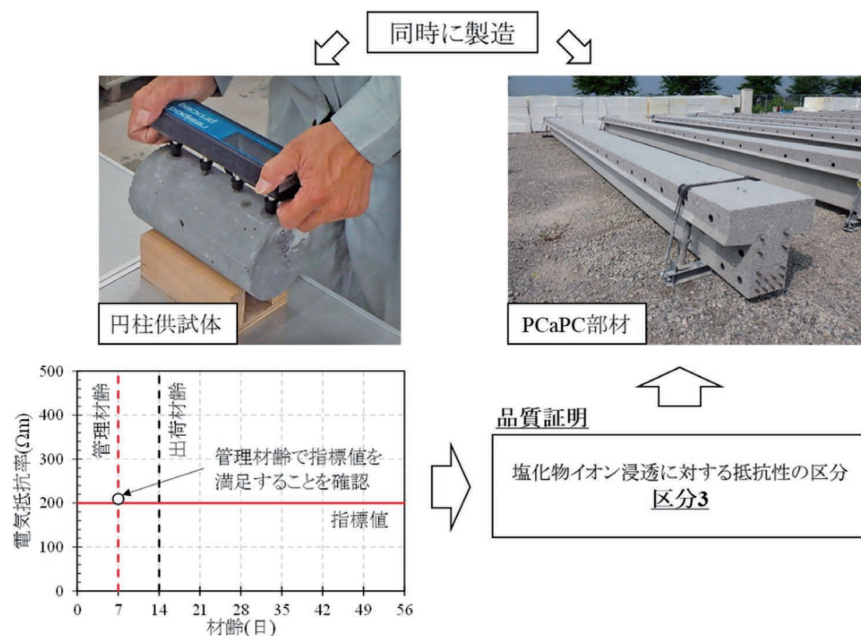


図-3.2 電気抵抗率を用いたプレキャスト製品の塩化物イオン浸透抵抗性確認

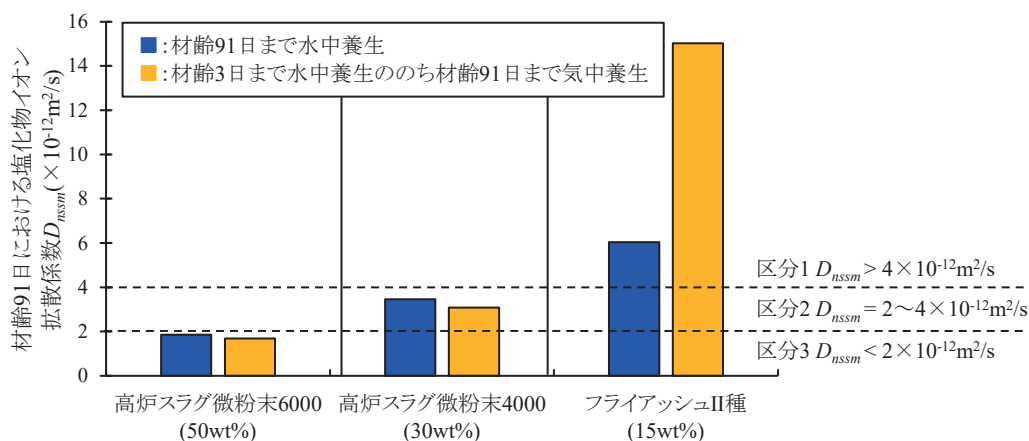


図-3.3 養生条件の違いによる塩分浸透抵抗性の違い

4. 低炭素型コンクリートの適用事例

銑鉄を製造するときに生成される高炉スラグ微粉末や火力発電で生成されるフライアッシュはコンクリート用混和材として活用されている。ポルトランドセメントの一部を混和材に置換した低炭素型コンクリートは、環境負荷の低減ばかりでなく、塩化物イオン浸透抵抗性の向上につながる事が知られている。また、置換率を高炉スラグ微粉末では40%以上、フライアッシュでは15%以上とした場合にアルカリシリカ反応の抑制効果がある。この利点を活かし、これまでに数百橋に適用されてきた。この実績の多くはプレキャスト部材になるが、昨今では現場打ちPC橋への実装化も進められている。

ここで、低炭素型コンクリートは圧縮強度の発現が遅いことが知られている。このため、混和材を用いたPC橋では初期材齢でプレストレスを導入するのに必要な圧縮強度を確保するため、ポルトランドセメントを混和材で置換する割合を比表面積 $4000\text{cm}^2/\text{g}$ の高炉スラグ微粉末（以下、高炉スラグ4000）において30%、比表面積 $6000\text{cm}^2/\text{g}$ の高炉スラグ微粉末（以下、高炉スラグ6000）において50%、フライアッシュⅡ種において15～20%とし、水結合材（ポルトランドセメント+混和材）比をポルトランドセメント単味と比較して数パーセント小さくしている事例が多い。また、低炭素型コンクリートを用いたPC構造物は、脱型後の後養生（湿潤養生）の影響を受けるため、湿潤養生日数を予め試験により確認して製作されている事例が多い。ここでは、前述の混和材およびその混和材の置換率とした低炭素型コンクリートをプレキャスト部材と現場打ちPC橋に適用した事例を示す。

4.1 高炉スラグ微粉末4000の適用事例

歌高架橋（更新橋）⁸⁾ はプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式PC連結中空床版橋である。歌高架橋（旧橋）は日本海の汀線付近に架橋しており、また、海からの飛来塩分に対する塩害対策を示した塩害対策指針（案）・同解説⁹⁾の制定される1984年より前に施工した橋梁であったため、過酷な環境下で塩害による経年劣化が顕著となった。このため、更新橋では耐久性を向上させるため、塩分の付着面積の少ない桁形状とし、主桁セグメントのコンクリートは緻密化するとともに充填性を高めることによりコンクリートの塩化物イオンの浸透抑制を図る目的から早強ポルトランドセメントの一部を高炉スラグ微粉末4000で30%置換した高流動コンクリート（設計基準強度 $50\text{N}/\text{mm}^2$ ）が用いられた。橋梁一般図を図-4.1に、架設状況を写真-4.1に示す。

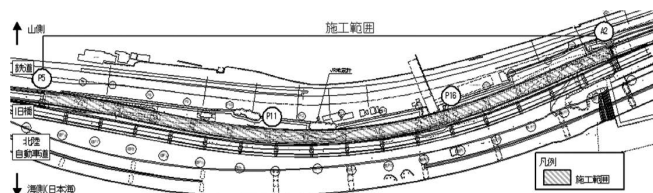


図-4.1 歌高架橋の橋梁一般図



写真-4.1 架設状況

長桜架道橋は、富山県朝日町の海岸線から約4.5kmに位置するポストテンション方式PPC単純T桁橋である。高炉スラグ微粉末4000を用いたコンクリートは、環境負荷低減および耐久性の向上を目的として使用されている。主桁は架橋位置近傍の主桁製作ヤードにて製作されてい

る。初期材齢における養生を確実に行うことが耐久性の確保につながることから、打込み後7日間の散水による湿潤養生が実施されている。また、同時期に早強ポルトランドセメント単味のコンクリートを用いて施工された同形式のPC橋と比較して、コンクリートに用いる材料の製造時の二酸化炭素排出量を23%削減できたことが報告されている。構造概要を図-4.2に示す。

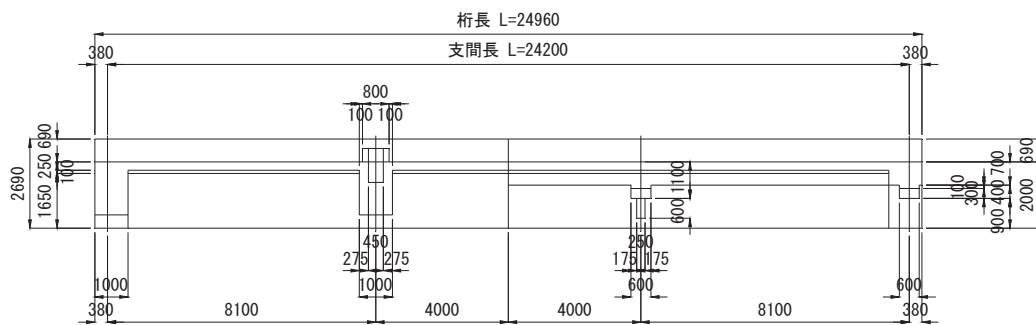


図-4.2 長桜架道橋の構造概要図（側面図）

4.2 高炉スラグ微粉末6000の適用事例

蓼野第五橋¹⁰⁾は、供用開始から30年が経過した中国自動車道六日市IC～鹿野IC間に位置する鋼3+2+2径間連続非合成板桁橋である。冬期の凍結防止剤の散布による塩害劣化に対して補修対策が実施されてきたが、劣化の顕在化により抜本的な対策が必要となり、ライフサイクルコストの最小化を目指して高品質かつ高耐久なプレキャストPC床版に取り替える全面補修が実施されている。プレキャストPC床版には、早強ポルトランドセメントの50%を遮塩効果の高い高炉スラグ微粉末6000で置換したコンクリートを使用している。また、耐久性を確保するため、蒸気養生後に3日間の水中養生を行っている。橋梁一般図を図-4.3に、プレキャストPC床版の水中養生の状況を写真-4.2に示す。

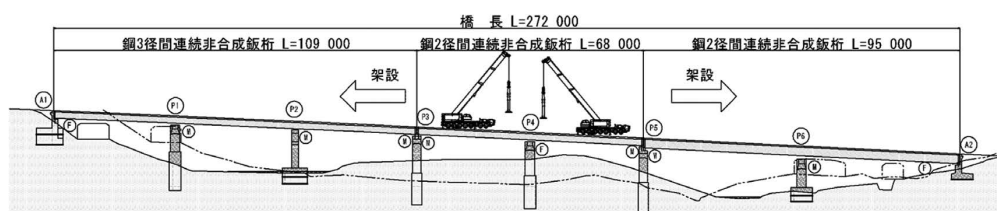


図-4.3 蓼野第五橋の橋梁一般図



写真-4.2 プレキャストPC床版の水中養生

沖縄県の沿岸部に位置する億首川橋¹¹⁾は、プレテンション方式3+6径間連続PC中空床版橋である。設計耐用年数100年を満足するための予防保全として、すべてのプレキャスト部材および現場打ち連結部、地覆、壁高欄のコンクリートに高炉スラグ微粉末6000を用いたコンクリートが使用されている。高炉スラグ微粉末6000を用いたコンクリートは、塩化物イオン浸透の抑制、アルカリシリカ反応の抑制の他、環境に配慮した二酸化炭素排出削減を目的として使用されている。橋梁一般図を図-4.4に示す。

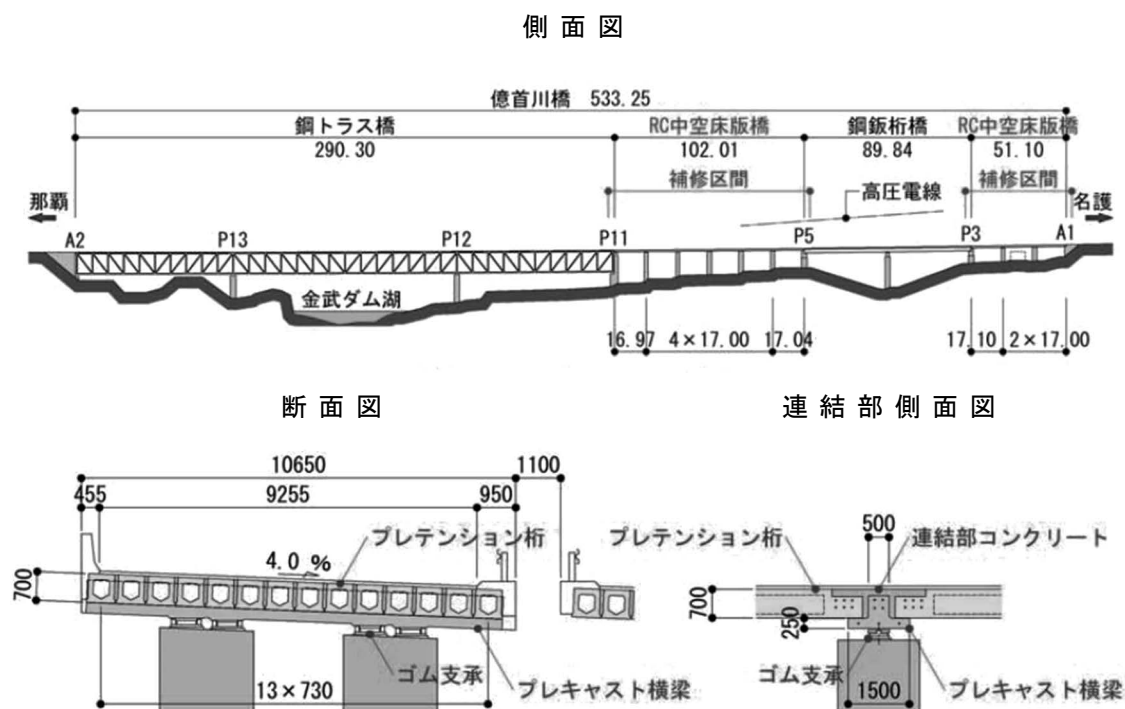


図-4.4 億首川橋の構造概要図

4.3 フライアッシュⅡ種を適用した事例

日野川橋¹²⁾は、昭和52年の供用から39年が経過した鋼2径間連続鈑桁橋と2連の鋼3径間連続鈑桁橋で構成される8径間、橋長300mの橋梁である。凍結防止剤の散布に起因する劣化が確認されていることから、床版取替えをともなう大規模更新工事が行われている。施工にあたって凍結防止剤散布地域であることを考慮した耐久性向上対策が求められ、プレキャストPC床版、間詰部、場所打ち床版および壁高欄にはフライアッシュを混和したコンクリートが使用されている。コンクリートの設計基準強度は、プレキャストPC床版、間詰部および場所打ち床版が 50N/mm^2 、壁高欄が 30N/mm^2 であり、フライアッシュの置換率はASR抑制対策として有効とされている15%としている。また、間詰部および場所打ち床版のコンクリートには、収縮ひび割れ防止を目的として膨張材をさらに添加している。蒸気養生後の後養生には強度増進、耐久性の向上を目的として蒸気養生後、脱型～材齢7日までは湿度80%以上を確保した専用養生室でミスト噴霧による湿潤養生、材齢8～28日までは保水養生テープによる封緘養生による後養生が実施されている。プレキャストPC床版の湿潤および保水養生の状況を写真-4.3、写真-4.4に示す。

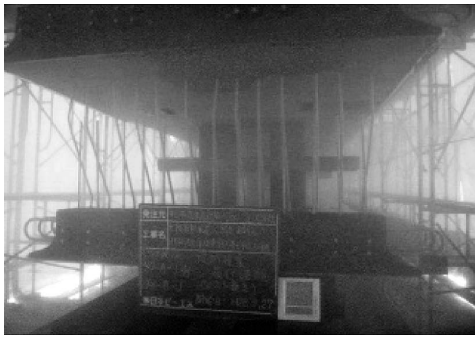


写真-4.3 ミスト噴霧による湿潤養生



写真-4.4 保水養生テープを用いた封緘養生

5. おわりに

本稿では、土木研究所先端材料資源研究センターおよびプレストレスト・コンクリート建設業協会が共同研究として実施してきた、低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性に関する検討、およびその抵抗性を短時間で評価できる電気抵抗率の測定に関する検討の結果を紹介した。また、実際に低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートがPC橋に適用されている事例を紹介した。

低炭素型セメント結合材を用いたコンクリートは、二酸化炭素の排出量削減に寄与するだけでなく、海からの飛来塩分や凍結防止剤の影響を受ける地域でのコンクリート橋の耐久性向上にも寄与できる技術である。これまで、この耐久性向上効果を定量的に、短時間で評価することが難しかったが、近年の研究で、電気抵抗率を測定して、極めて高い耐久性を証明した上で工場製品を出荷することなどについても可能性が明らかになってきた。

これらの技術が適切に活用され、構造物の長寿命化に加え、プレキャスト製品活用による生産性向上、建設時の二酸化炭素排出量の削減など、さまざまな社会的ニーズに対応した社会資本整備に活用されることを期待する。

参考文献

- 1) 土木研究所、プレストレスト・コンクリート建設業協会：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書（Ⅱ）－混和材を用いたプレストレストコンクリート橋の設計・施工マニュアル（案）－、共同研究報告書 No. 472、2016.1
- 2) 高橋佑弥、井上翔、秋山仁志、岸利治：実構造物中のフライアッシュコンクリートへの塩分浸透性状と調査時材齢の影響に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 32、No. 1、pp. 803-808、2010
- 3) 渡辺博志ほか：コンクリートの耐久性実証へのチャレンジ、日本の誇れるPC技術（第46回PC技術講習会）、pp. 1-21、2018.5
- 4) 中村英佑ほか：通電後の塩化物イオン浸透深さを用いたコンクリートの遮塩性能の評価、土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造）、Vol. 72、No. 3、pp.304-322、2016
- 5) 建設省土木研究所、プレストレストコンクリート建設業協会：ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書（Ⅱ）－コンクリート道路橋の必要かぶりに関する検討－、共同研究報告書第258号、pp. 11-16、2000
- 6) 小田部貴憲、櫻庭浩樹、俵道和、古賀裕久：種々の使用材料や配合が異なるコンクリートを

- 用いた電気抵抗率試験の適用性評価、コンクリート工学年次論文集、Vol. 42、No. 1、pp. 65-70、2020
- 7) 小田部貴憲、櫻庭浩樹、鈴木雅博、古賀裕久：各地工場の PCaPC を用いた塩化物イオン浸透抵抗性の迅速評価手法の検証、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、Vol. 29、pp. 403-408、2020
- 8) 高橋弥成、尾高一人、森山実、三本竜彦：国道 8 号歌高架橋の施工－日本海沿岸に位置する塩害劣化した橋梁の更新－、プレストレストコンクリート、Vol. 60、No. 1、pp. 33-38、2018
- 9) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説、1984
- 10) 本莊清司、田中寛規、岩井利裕：高耐久化を目指した床版取替え（中国自動車 蓼野第五橋）、第23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. 661-664、2014
- 11) 下村憲一郎、佐々木佑介、江口光昭、石塚純：沖縄自動車道 億首川橋中空床版橋部の架替え工事、第17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. 131-134、2008
- 12) 山田稔、山本将、渡邊輝政、谷口正輝：北陸自動車道日野川橋床版更新工事－耐久性の高い PC 床版の適用－、プレストレストコンクリート、Vol. 59、No. 6、pp. 58-64、2017

最新の PC・PCa 技術による建築

ARUP

(株)石本建築事務所

(株)竹中工務店

(株)久米設計

伊 藤 潤一郎

原 健一郎

西 牧 誠

福 田 光 俊

1. はじめに

建築におけるプレストレストコンクリートは、大空間構造を実現するための構法に留まらず、他の構造とのハイブリッドによる施工性や耐震性の向上、そしてもちろん意匠的に優れた造形を生み出す強力な手法となっている。

今年度の講習会で紹介する建築物はいずれもデザイン性に優れ、機能美を感じさせるに十分なフォルムを有している。その一方で各章の説明にあるように多くの創意工夫により居住空間としての魅力、環境への配慮はもちろんのこと、耐震性、耐久性への対応がなされている。

- ・名古屋造形大学
- ・岩国市東小・中学校
- ・真岡発電所みらいん
- ・嘉麻市庁舎

2. 名古屋造形大学

2.1 はじめに

敷地は地下鉄（名城公園前駅）の直上に位置し、地下鉄や地域との共存を図った新たな校舎が求められた。地下鉄上部は耐荷重が制限されているため、鉄骨による層間トラスを採用することにより、地下鉄上部に荷重を落とすことなく 104×104m の巨大スタジオを具現化した。巨大スタジオを支持するため、4つのピア（Pier）を配置している。建築計画上、各ピア内部への RC 耐震壁の配置が困難であったことから、必要とされる耐震性能確保のための要素として、意匠的にも開放感のあるアウトフレーム型の SPCa 格子壁を採用した。SPCa 格子壁は柱梁フレーム内に配置するのではなく、建物質量が大きく、地震水平力の割合が突出して大きい4階部分と基礎を繋ぐアウトフレーム型の格子壁とした。各ピアを SPCa 格子壁で囲うことにより、内部空間に必要な RC 耐震壁を最小限とすることができ、よりサステナブルな建築空間を実現した建物となった。

2.2 建物概要

- ・建物名称 名古屋造形大学
- ・建設地 愛知県名古屋市北区名城2-4-1
- ・主要用途 大学
- ・設計・監理者：山本理顕設計工場
- ・敷地面積：20,136m²
- ・建築面積：10,465m²
- ・延床面積：20,881m²
- ・階数 数：地下1階、地上4階
- ・構造 造：鉄筋コンクリート造（柱・耐震壁）
- ・構造設計・環境設備設計：Arup
- ・施工者 建築工事：株式会社 大林組
PCa 施工：株式会社 建研
- ・工期：2020年5月～2022年1月
- ・鉄骨造（梁・トラス）
- ・プレキャストコンクリート（PCa）造
（格子壁、外周トラス）
- ・基礎構造：杭基礎
- ・最高高さ：GL + 24.9m

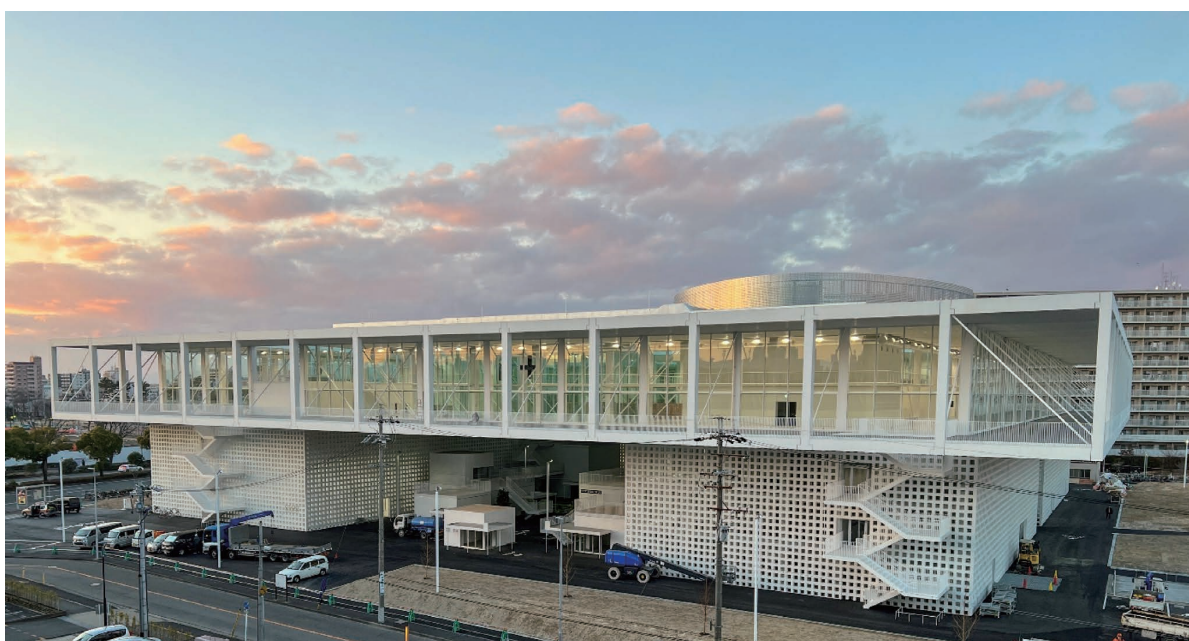


写真-2.1 建物全景

2.3 構造計画

2.3.1 全体計画

敷地内直下の地下鉄駅舎の存在は、構造計画を決めるにあたり重要な条件となった。建築家からの初期提案は、約 100m 角のスタジオを4階に配置し、その巨大なフロアをPCaのフレームにて支持させたいというものであった。プレキャストコンクリートを利用する場合の建築計画の合理性は、短工期であること、露出した構造フレームが実現可能であること、大スパン建築が可能であることという点である。PCaを基本とした構造案で基本設計・実施設計と詳細の検討を進め、コストや施工計画が明らかになっていく中で課題に直面した。それは重さのあるPCaパーツを揚重するための重機を、耐荷重が限られている地下鉄上部で利用できないという問題である。想定される重機は500tと巨大であり、クレーンコストのみならず建方計画にも影響したため、地下鉄上部の大スパン部を鉄骨造とすることで重機による負担を軽減させることが適切との判断に至った。一方で、PCaによりSPCa格子壁とSPCa片持ちトラスの実現が可能となった。いずれも鉄骨内蔵型のPCaとしている。

2.3.2 格子壁の計画

過去に弊社（Arup）が構造設計を担当した「国立劇場おきなわ」のように、PCa ファサードを建物外周部に配置した建築はあるが、構造体に利用したケースはない。その理由は明確で、格子のような繊細な部材で構成された PCa を採用した場合、地震が起きた際に PCa ファサードが損傷することが明確であり、損傷したファサードは施主にとって望ましくないと考えられるからである。それらを勘案し、当初は意匠的なファサードとしていた格子壁を、建物内部に十分な耐震壁を配置することができないという建築条件から、徐々に構造体として利用できないかという方向で検討を進めることとした。格子壁が構造体として有効であることを示すため、最終的には鋼板+PCa というハイブリッドな断面構成であれば、ひび割れを最小限にとどめられるとの考えに至り、SPCa 格子壁で耐震性能を確保することとした（図-2.2）。

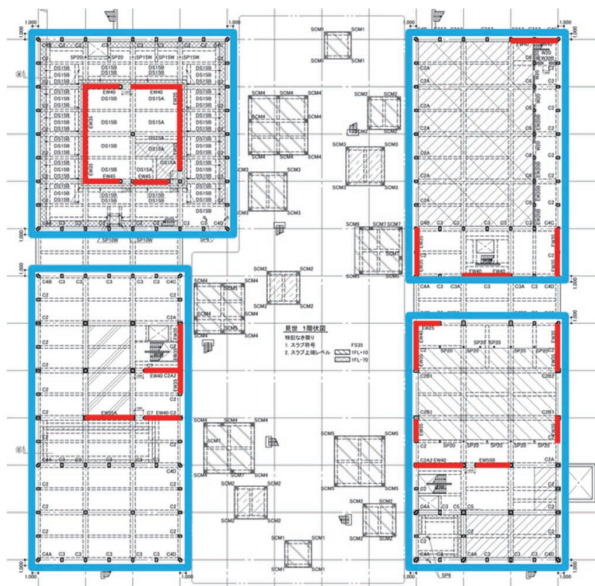


図-2.1 耐震壁（赤）・SPCa 格子壁（青）配置

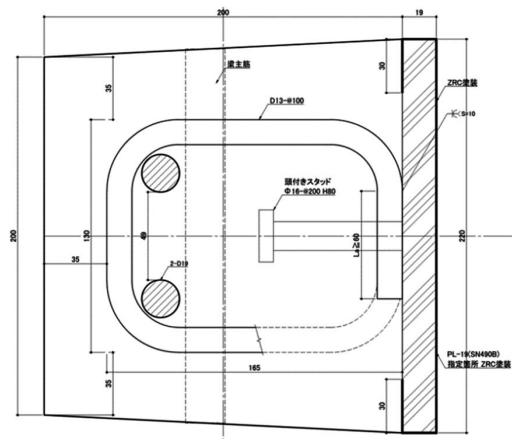


図-2.2 SPCa 格子壁断面（柱）

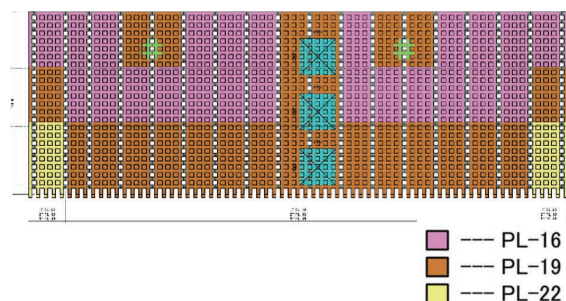


図-2.3 SPCa 格子壁 鋼板板厚

2.3.3 格子壁の実験

設計期間中に実験を行うことはできなかったが、施工者決定と同時に SPCa 格子壁の実大実験を実施した。実験で確認したかったことは、

- ・ ひび割れの程度
- ・ 剛性・耐力
- ・ 柱脚の接合（PCa と基礎梁の接合方法）

の3つである。

まず、1つ目のひび割れについては大地震が起きた際に建物自体が1/350程度変形すると想定した。この変形角は保有水平耐力時の変形と同じである。この変形が実際に発生するかどうかはさまざまな考えがあると思うので説明は割愛するが、1つの指標として1/350を採用した。1/350付近まで加力後、除荷した際のひび割れは目視で確認できるものの、大地震後の状況とし

ではまったく問題ないと判断できた。この理由は鋼板にあると考えられる。鋼板とPCaが一体になることにより、履歴曲線はRCではなく鉄骨のような履歴曲線を描いている(図-2.4)。通常はSRCのような曲線を描くはずであるが、今回の場合、鋼板がPCaよりも大きいことから、PCaの剛性・耐力寄与率は低く、鋼板の剛性・耐力によって性能が決まっていた。このことから鉄骨に近い履歴曲線を描き、 $1/350$ においても塑性化せず、原点復帰に近い履歴曲線を描くことが可能であると確認できた。

2つ目の剛性・耐力については、Midas/iGenを利用した解析モデルから得られた耐力と比較するとほぼ同じ結果が得られた。 $\pm 1/50$ の変形角まで耐力低下は見られず、優れた耐震性能を確認できた(図-2.4)。

3つ目の柱脚について、最終試験体でPCa脚部にモルタルを充填した試験を行い、性能を確認した。その結果として、耐力自体に大きな影響は出ないことは確認されたが、ひび割れが異なった。PCaを接続すると格子壁自体が面外方向に変形する挙動を示し、PCa柱脚が圧縮せん断破壊を起こした。部分的な実大実験では耐力に影響は出なかったが、高さ11mの格子壁でシミュレーションを行うと耐力差は大きいと判断し、柱脚は原設計通り鋼板のみを基礎梁と接続させる計画とした。柱頭接合部は巨大なせん断力を伝達するため角ボルト(写真-2.2)を採用した。

新たな構造耐震要素の実現において、その性能を明らかにすることは重要である。しかし、1物件のためだけに実大実験を行うのは容易ではない。今回、実験が可能となった背景には、施主・建築家・施工者・技術研究所・PCa施工業者の方々のSPCa格子壁の重要性についての理解のおかげの熱意があり、ものづくりの原点を体感することができた。



写真-2.2 角ボルト

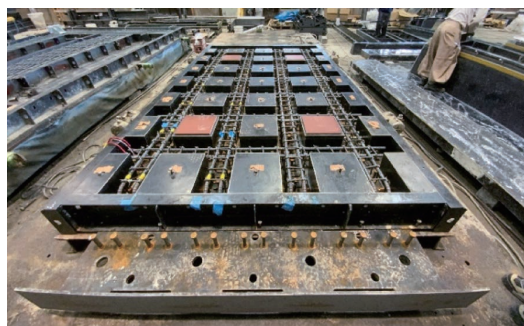


写真-2.3 格子壁製作状況



写真-2.4 SPCa 格子壁の実大実験

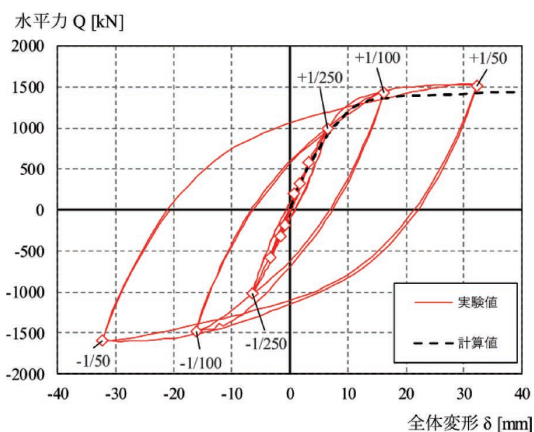


図-2.4 水平力-変形関係図



写真-2.5 バルコニー

2.4 おわりに

本建物は、鉄骨と PCa のハイブリッド格子壁を柱梁のフレームから離すアウトフレーム型とすることで、開放感のある建築空間が誕生した。また、施主・建築家・施工者・製作者・技術研究所と多岐に及ぶ検証・実験を実施したことにより、新たな構造デザインが実現可能となった。設計・施工期間においてご協力いただいた方々に心より感謝申し上げたい。

3. 岩国市東小・中学校³⁻¹⁾

3.1 はじめに

社会の変化に伴い建築空間に対する要求も多様化・高度化し、学校建築においても従前のラーメン架構では、将来の教育改革や、電気・機械設備の多様化に応えるには限界がある。本建物は、更新性に優れた機能的な建築を、プレキャストコンクリート（PCa）のメリットを活かし構築した。さらに、PCa ならではの部材形状を用いて教室の光環境を整えながら特徴あるファサードを形成するなど、構造体の枠組を超え、意匠性はもとより環境にも貢献する PCa 建築である。



写真-3.1 建物外観写真

3.2 建物概要

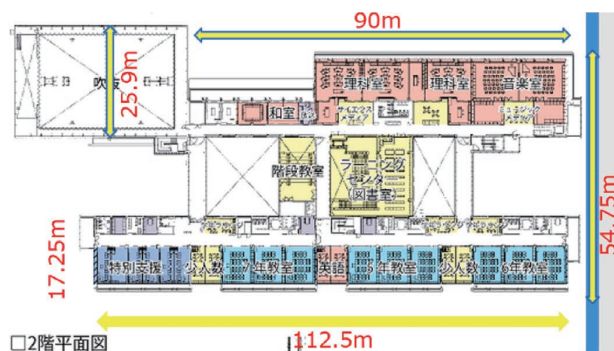
- ・工事名称：岩国市立東小中学校校舎新築建築工事（校舎棟・連絡橋・不発弾探査）
- ・建設地：山口県岩国市三笠町二丁目
- ・主要用途：学校（義務教育学校）
- ・建築面積：7,670m²
- ・延床面積：15,597m²
- ・階数：地上3階
- ・最高高さ：17.93m
- ・構造：プレキャストプレストレストコンクリート（PCaPC）造、プレキャスト鉄筋コンクリート（PCaRC）造、鉄筋コンクリート（RC）造
- ・架構：耐震壁付きラーメン架構
- ・工期：平成30年9月～令和02年7月
- ・設計・監理：(株)石本建築事務所
- ・施工：カシワバラコーポレーション・白田建設特定建設工事共同企業体
- ・PC工事：オリエンタル白石(株) 福岡支店

3.3 建築計画概要

岩国市は、日本三名橋のひとつ「錦帯橋」をもつ風光明媚なまちである。本プロジェクトは、市道を挟んで建つ小学校と中学校を統合し、一方の敷地に小中一体の校舎を、他方にグラウンドとプールを整備し、両敷地を連絡橋で繋ぐ計画である（写真－3.2）。また、敷地の不発弾探査期間の2か月を、限られた工期の中から捻出するという岩国ならではの設計条件があった。校舎の建築計画は、生徒が回遊し活動を誘発するねらいで、普通教室エリアと特別教室エリアを、中央のラーニングセンターと渡り廊下で繋ぐ平面計画である（図－3.1）。空調計画は、飛行場が近く、航空機騒音対策が必要なため、窓を解放せずに換気が行えるよう、外調機室を設けたセントラル形式とした。設計は、配管ルートをしっかり確保しながら、建物をコンパクトに収めることを命題とし、意匠・構造でさまざまなアイデアを融合した。また、不発弾探査期間を捻出するためには躯体のPCa化による工期短縮に選択肢が絞られ、それを、現場打ちRCでは実現できないPCaならではの空間をつくるチャンスと受け取り、取り組んだ。



写真－3.2 建物全景



図－3.1 平面図

3.4 構造計画概要

教室が一行に並ぶ学校の場合、長辺（X）方向はラーメン架構とするのがセオリーであるが、ここでは、アリーナを除く校舎全体を構造的に一体と計画し、中庭に面して市松状に壁を組み込む建築計画の工夫により、長辺方向にもバランスよく耐震壁を確保できた。教室戸境の一部も耐震壁とし、X、Y方向とも強度型架構を形成した（図－3.2）。

工期短縮の必要性から、構造体を積極的に PCa 化し、校舎棟のモジュールを揃え、教室幅 7.5m の半分となる 3.75m を基本モジュールとした。外観上の特徴となっているフィーレンディール架構は、教室の中央にダブル柱を据える形とした。

室内における光環境を良くするには、室内の輝度分布をマイルドに整えて、突出する明るさ（グレア）を防ぐことがよい。この PCa フィーレンディール架構は、教室に入る直射光を制御し、また、ライトシェルフ効果で教室の奥深くまで光を届け、室内の輝度分布を整える効果を狙った。PCa

フィーレンディール架構の柱・梁部材は、仕上げ材と見紛う存在感をもくろみ、薄さ 250mm とし、地面からの反射光をより多く取り込めるよう、面取り形状とした。それをさらに、意匠性と PCa 部材の製作性を現寸模型で確認しながら形状を洗練し（図-3.3）、シャープな外観のファサードへと昇華した。南面の環境を考えて生み出したこの形状を、同一型枠で製作できる PCa のメリットを活かし、北面にも展開した。これほど特殊な断面形状のファサードは、PCa 技術無くして成しえることのできない。PCa でつくる環境建築と言えよう。

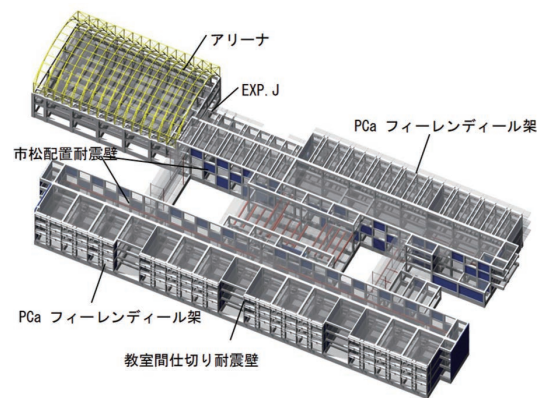


図-3.2 架構イメージ



図-3.3 フィーレンディール形状スタディ

3.5 PCa 部材の計画概要

本校舎では、多種多様な PCa 部材を適材適所に採用している。とくに南北面のファサードを形成しているフィーレンディール架構が特徴的な建物となっている。

柱はすべてプレキャスト鉄筋コンクリート造（PCaRC 柱）とした。

廊下と教室の境にある梁は、やじろべえ形式のプレキャスト鉄筋コンクリート造（PCaRC 大梁）とした（写真-3.3）。これは、鉛直ハンチタイプの大梁として中央の梁成を抑え、その下に広く設備配管スペースを確保する目的である。

普通教室の境界に配置したスパン方向の



写真-3.3 やじろべえ形式の PCaRC 大梁

大梁と特別教室に配置したスパン方向の小梁は、プレテンション方式によりプレストレス力を導入したPCaPC梁（ $L=8.6\sim 10.25\text{m}$ ）とした。フィーレンディール架構との接合部は、応力伝達および見えがかりとなる梁幅を考慮して、ガセット接合とした（写真－3.4、図－3.4）。なお、小梁はダブル T（DT）形式とシングル T（ST）形式を採用した（写真－3.5）。

本建物における最大の特徴ともいえるフィーレンディール架構は、見付幅 250mm を面取りした極細部材でファサードを形成する。繊細な部材断面で架構を構成する複雑性から、ポストテンション方式によりプレストレス力を導入し、圧着することで架構を構築する、いわゆる PC 圧着接合により実現した（PCaPC 梁・柱）。なお、選定した PC 鋼材は、柱が 23ϕ SBPR 930/1080 と通常より細い PC 鋼棒であり、大梁には 1T17.8SWPR19L と細めのシングルストランドを用いることで、極細断面に対する納まりにも配慮している。

図書室の吹抜け天井部分には、細いリブ形状が連続して続く、ST 床版を採用した。ST 床版は、プレテンション方式によるプレストレス力を導入した長さ 11.4m の PCaPC 床版である（写真－3.6）。

北面のバルコニーはハーフ PCa 床版とし、フィーレンディール架構の厚さ（250mm）と合わせ、下端を揃えたディテールとした（写真－3.7）。

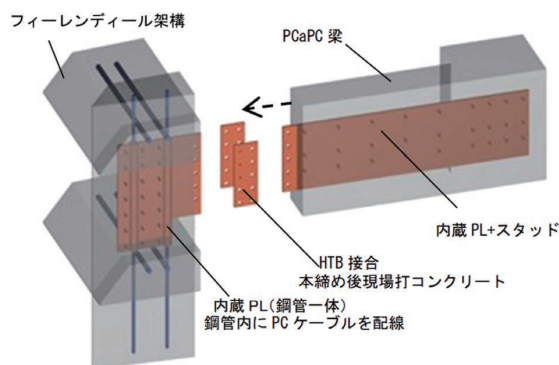
建築・設備計画に合わせて多種多様な PCa 部材を用いているが、部材モジュールや断面形状の統一を図ることで型枠の転用計画にも十分配慮し、経済的な設計を行っている。これには、意匠設計者も含めた関係者全体の意思統一が不可欠であった。

3.6 PCa 部材の施工概要

PCa 部材を架設するための揚重機には、120t クローラークレーン、100t クローラークレーンおよび 60t のラフタークレーンを使用し、1 日あたり 8～12 部材を架設した。図－3.5 に仮設計



写真－3.4 端部をガセット接合とした PCaPC 大梁



図－3.4 ガセットプレート接合



写真－3.5 床下配管スペースつき DT 版



写真－3.6 ST 版



写真－3.7 PCa 底

画図を示す。PCa 部材は、南・北の校舎を東西方向に建逃げて架設し、最後に中央部および渡り廊下を施工した。架設計画にあたり、BIM モデルによる施工フローシミュレーションや写真-3.8に示す3Dプリンターによる模型を作成し、現場関係者全体でイメージ共有を図った。

PCa フィーレンディール架構は、柱部材と梁部材を圧着接合している。これらのPCa 部材架設にあたっては、JASS10によると $\pm 5\text{ mm}$ の誤差が許容されているが、PCa 部材でしか成しえない繊細なファサードに向け、シャープな15mm幅の先端を「誤差ゼロ」で通す建て方計画を策定した。

建て方は、捨てコンクリート上の基準墨にしたがってアンカーフレーム（PC鋼棒用架台）を所定の位置に固定し、PC 鋼棒等をセットする。水平位置（XY 方向）が所定の位置となるようテンプレートで調整、固定したのち、コンクリートを打ち込んだ。柱の架設は、基準墨より柱位置および柱面の墨を出し、ライナープレートにて柱天端のレベルを調整した。平面位置は墨にて確認し、柱の建入れは、PC サポートとライナープレートにて調整した。架設状況を写真-3.9に、建方後のフィーレンディール架構を写真-3.10に示す。架設手順を順守し施工することにより、先端幅15mmが空まで伸びるかのような、シャープな形状を構築することができた。

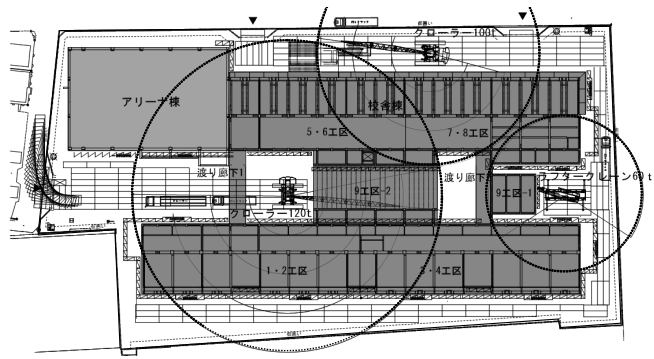


図-3.5 仮設計画図

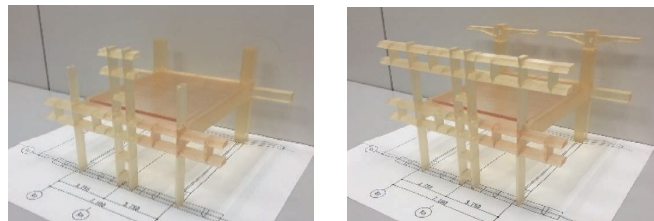


写真-3.8 3Dプリンターによる形状および施工手順の確認



写真-3.9 フィーレンディール架構の架設状況

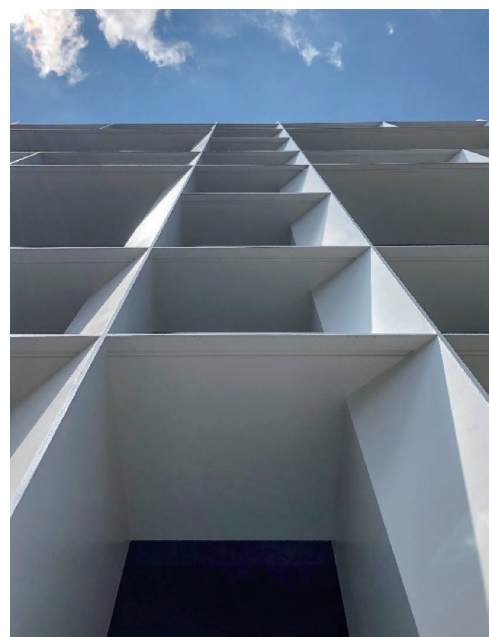


写真-3.10 建方後のフィーレンディール架構

3.7 おわりに

本工事では PCa 技術を駆使し、PCa ならではの部材形状を活かした学校建築を短工期でつくりあげた。現場打ちコンクリートでは決して成しえない、仕上げ材と見紛う繊細なファサードを実現し、これはまた、教室の優れた光環境を提供し、省エネにも貢献する。この PCa は構造体の枠組を超え、意匠性はもとより環境にも貢献する新たな環境建築の主役となり、今後の持続可能な社会に向けた、先導的な PCa 建築といえる。関係各位に心からの感謝の意を表します。

4. コベルコパワー真岡 真岡発電所 みらいん

4.1 はじめに

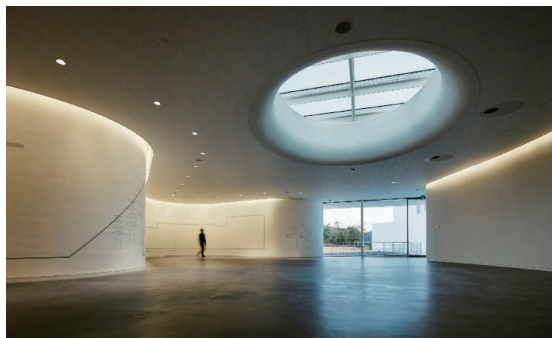
本計画は神戸製鋼所の全額出資子会社のコベルコパワー真岡が建設した日本初の内陸型ガス火力発電所のプロジェクトの一環として、火力発電所の顔となる見学者施設および見学者ルートを整備するものである。見学者施設は地域の小学生の社会科見学などに活用され、電気と社会のつながり、火力発電所と地域とのつながりを紹介することをテーマとした施設である（写真－4.1）。

見学者施設は、発電所本体の見学における導入と振返りの場として使用され、拡張現実技術（AR）を用いて、内部壁面にタブレット端末をかざすことで画面に映像が流れ、自発的な行動を通して、子供たちが電気の仕組みを学習できるような工夫がなされている。

見学者施設に相応しい特徴的な建築形状と展示空間として必要な空間を設けるために、構造計画の課題は、曲面形状の外壁の構築と最大 12m のスパンをもつ屋根面を成立させることにあった。そこで、壁式鉄筋コンクリート造を採用することで、建築計画で最も重要となる自由度の高い曲面外壁を実現するとともに、屋根面にプレストレストコンクリートを採用することで、合理的に大スパン架構を成立させ、展示施設としてフレキシビリティに優れた大空間が実現可能となった（写真－4.2）。



写真－4.1 建物外観（鳥瞰写真）



写真－4.2 建物内観

■建物概要

建設地：栃木県真岡市鬼怒ヶ丘1丁目12-1

建物用途：展示室

建物規模：地上1階

建築面積：586.46m²

延床面積：544.80m²

建物高さ：5.10m

構造形式：耐震構造

構造種別：鉄筋コンクリート造

架構形式：壁式コンクリート構造

基礎形式：直接基礎

（深層混合処理工法による地盤改良）

設計施工：株式会社 竹中工務店

PC施工：株式会社 ピーエス三菱

4.2 建物概要

本計画は、「環境とのつながりを喚起する発電所見学の導入空間」をコンセプトとし、発電所と自然との境界部をどのように繋ぐかを重要視した計画となっている。

発電所との境界である高さ 5m の防音壁と前面道路との間に、真岡の特徴的な環境である雑木林の丘とヒバリが飛来する庭を整備している。ここにもう 1 枚の曲面壁を挿入し、周辺環境と発電所の境界を自然に繋ぐような柔らかな曲面を計画することで、周辺環境と発電所が緩やかにつながる中間領域が生まれることを目指している（写真－4.3）。大きくうねる 2 枚の壁が近づいたり離れたりすることで、内部と外部が緩やかにつながる空間を形成し、子供達が地球とエネルギーの未来を考えるのにふさわしい展示空間を創り出している。

平面形状を決める上で、①外構の植栽配置、② AR に必要な展示壁長さ、③気候・光・日射・通風等の環境要素、④構造合理性をもつ形状、の 4 つの要素が重要となった。それらを考慮しつつ、床のたわみや躯体数量を最小化するようにシミュレーションを行い、約 400 ケースの解から複数の曲面形状を選択し、最終的に最適な形状を決定した。

外構計画では、「真岡の環境を体験できる場所をつくる」ことをテーマに、真岡の景色の要素を取り込み、真岡に自生する樹種やヒバリ等の鳥類が利用しやすい植物を選定した。さらに池を計画することで自然環境の再現を目指した（写真－4.4）。



写真－4.3 上部鳥瞰

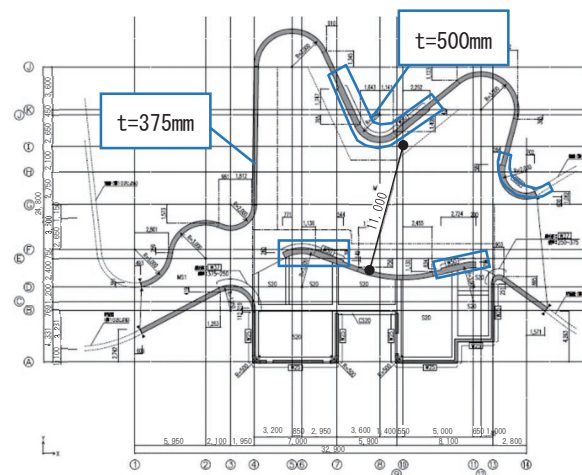


写真－4.4 建物外観（ヒバリの庭から見る）

4.3 構造計画概要

本建物の特徴である曲面外壁を実現しつつ、展示空間として必要となる最大 12m の無柱空間を確保することが構造計画上の課題であった。

上部構造は、無柱空間の実現に向けて、屋根取合い部の防水性や曲面外壁との納まり、鋼材の発注工程が長期化する情勢であったため、屋根全体にプレストレスを導入した鉄筋コンクリート造とすることで計画した。さらに、曲面形状の鉄筋コンクリート造の設計や施工性を考慮して、壁式コンクリート造を採用した。外壁の壁厚は屋根スラブと同厚の 375mm とし、応力が集中する入隅部は 500mm としている（図－4.1）。



図－4.1 1階床伏図

計画地は圧密沈下を起こす可能性のある鹿沼土が見られたため、ローム層を支持地盤とする深層混合処理工法による地盤改良を行った。

上部構造の形状決定を行うにあたり、外構の植栽配置、展示室の壁長さ、設備の空調効率といった条件を盛り込み、建物を構成する躯体の総重量と屋根スラブのたわみを目的関数とした躯体形状の最適化を行った。先に述べたように400ケースの解を導き、その中で躯体数量×最大たわみの値が小さくなる曲面外壁の形状を5つのケースに絞り込み、形状を決定した(図-4.2)。

屋根スラブは、ポストテンション方式のアンボンドPC鋼より線 21.8mm (SWPR19L) を配置したプレストレストコンクリート造とした。PC鋼材の配置は、屋根面中央部のトップライトの位置を考慮し、八の字型に計画した。トップライト脇を片側7本ずつを均等間隔で配置し、スラブ中央部のたわみを制御する計画とし、Ⅲ種PRCとして設計した。FEM解析による応力解析の結果を図-4.3に示す。プレストレス導入により、弾性たわみ量を約20%低減し、設計クライテリアを満足することを確認した。

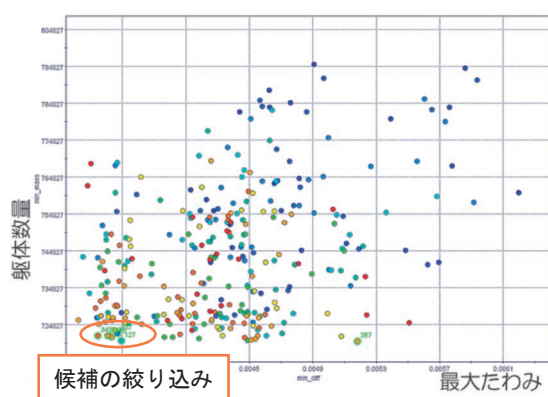


図-4.2 最適解の抽出

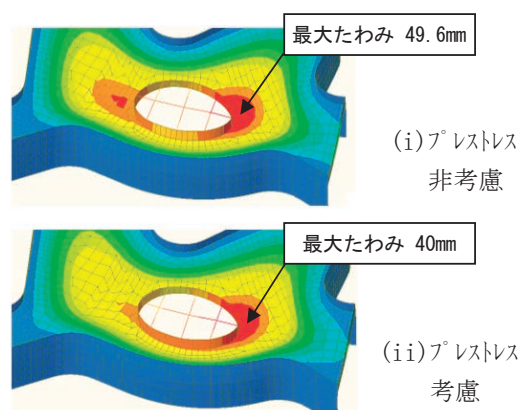


図-4.3 プレストレス導入有無による長期たわみ

4.4 施工計画の工夫

今回、外壁が特徴的な曲面形状であることから、外壁側からの緊張作業が困難となるため、外壁側にあと施工箇所が生じない計画とすることが課題であった。

そこで、緊張端の定着体は、通常の支圧板型やキャスティングタイプを用いて外端部に緊張端を設ける方法ではなく、スラブ中央部でプレストレスの緊張を行う両引き方式を採用した。定着体にはスラブ内に緊張端と切り欠きを設けてスラブ上部から緊張することが可能なH型アンカーを採用した(図-4.4)。

PC鋼より線の緊張後、切り欠き部にコンクリートを充填し、その後屋上防水と緊張端部の防水を兼ねて塗膜防水を施工することで、建物内部への水の侵入を防止した。

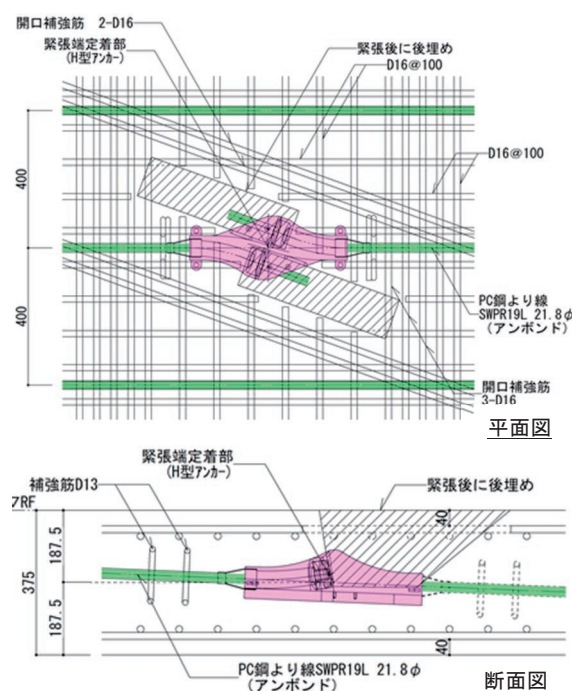


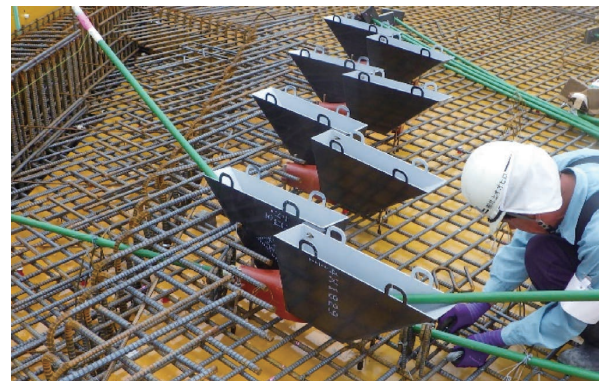
図-4.4 緊張端部詳細図

H型アンカーは、円筒コンクリート構造物など円周方向に配置されるPC鋼より線に用いられる定着具であり、本建物のような建築物に初適用するため、プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説に基づき地震時を想定した試験を行い、定着具としての性能と安全性を確認している。

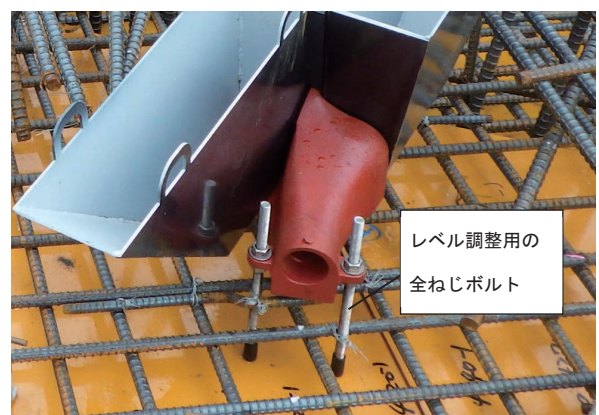
写真－4.5、写真－4.6、写真－4.7に施工状況を示す。PC鋼より線およびH型アンカーの設置について、H型アンカー内へPC鋼より線を挿入する際、定着体内部がカーブした形状であるため、PC鋼より線の剛性によりH型アンカーが回転することが想定された。そのためH型アンカーを所定の位置へ設置し、スラブ下端鉄筋と結束固定した後に、H型アンカーへPC鋼より線を挿入する順序とすることで、挿入時の回転を抑え施工精度の向上を図った（写真－4.5）。

また、屋根スラブは躯体で水勾配を設けていることや外壁が曲面形状のためスパンがすべて異なること、さらに放物線の途中にH型アンカーを設置する必要があったため、スラブ勾配を考慮し1ケーブルごとに配線図を作図した。その上で、レベル調整用に全ねじボルト（写真－4.6）を用いてH型アンカーのレベルを調節した。その結果、高い精度で施工を行うことができた。スラブ筋と定着体の納まりの関係からスラブ厚さの中央にH型アンカーを設置する必要があるため、PC鋼より線は配線形状によって長いケーブルと短いケーブルに分けて計画を行った。

緊張順序は軸変形差による躯体のひび割れを防止するために、一本置きに緊張を行った。応力の集中を緩和できた結果、スラブへのひび割れの発生は見られなかった（写真－4.7）。



写真－4.5 H型アンカーへのPC鋼線の挿入



写真－4.6 レベル調整用全ねじボルト



写真－4.7 緊張作業の状況

4.5 おわりに

今回、発電所の顔となる見学者施設として特徴的な外観形状と広々とした展示空間をもつ建物の設計に対し、屋根面にプレストレストコンクリートを採用することで、合理的に大スパン架構を成立させ、フレキシビリティに優れた大空間を実現することができた。

5. 嘉麻市庁舎

5.1 はじめに

嘉麻市は、旧山田市・稲築町・碓井町・嘉穂町の1市3町が合併し2006年に誕生した。福岡県中央に位置（筑豊地方）する嘉麻市には北部九州最大の川である遠賀川の源流がある。筑豊地方は遠賀川の恵みを楽しむことで、古来より稲作文化が形成、近代からは石炭産業が発達した。

嘉麻市は周囲が山林で囲まれた嘉穂盆地内に位置し、夏冬・昼夜の気温差が激しく、季節・時間によって風向きが変化する盆地性気候も地域の特徴である。

2016年4月の熊本地震を受け、九州内で実質的に最初に公告された市庁舎のプロポーザルが嘉麻市新庁舎計画であった。また、合併特例債活用期限である2020年3月竣工が求められていたため、自然的要因（熊本地震）と社会的要因（合併特例債）の狭間で計画を進める点が大きな特徴であった。以上のような背景と、遠賀川の恵みや盆地特有の環境が計画の大きな特徴であり、時代背景・地域環境に対して純粋に応答することが、この市庁舎建築の姿勢としてふさわしいと考えた。

安心・安全性確保とイニシャルコスト縮減を両立した合理的な建築のあり方を追求した結果、無駄なものが削ぎ落されたコンクリートの「矩形」が残り、このコンパクトな「矩形」の市庁舎を遠賀川の畔の風景の中に彫刻的に佇ませることで、嘉麻市の新たな景観の創出を目指した（写真－5.1）。



写真－5.1 建物東側の遠賀川と田園風景

■建築概要

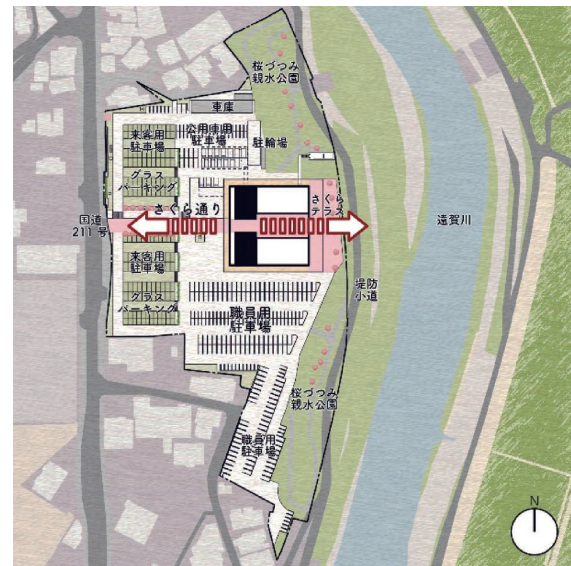
建 築 主：福岡県嘉麻市
 建 設 地：福岡県嘉麻市岩崎1180番地1
 用 途：市庁舎
 敷地面積：22,472.98m²
 建築面積：2,760.74m²
 延床面積：9,652.99m²
 階 数：地上6階
 建物高さ：24.72m
 基 礎：深層混合工法併用直接基礎
 構造形式：免震構造（基礎免震）
 架 構：RC造（一部PC造、S造）
 設計監理：(株)久米設計
 施 工：(株)浅沼組
 PC施工：(株)ピース三菱

5.2 建築計画概要

西側に国道、東側に遠賀川と豊かな田園風景が広がる敷地特性を生かし（図－5.1）、メインエントランス・EV・階段などの縦動線を集約したコアを西側に配置し、北南東側にオープンかつフレキシブルな執務環境を確保することを平面計画の基本とした（図－5.2）。フロアの性格に合わせ1～3階の市民フロアでは中央にエコボイドを、4、5階の執行部・議場フロアでは中央の議場の周囲にエコボイドを配置しており、下層階と上層階でクランクするボイド配置が特徴の建物断面である（図－5.3）。クランク状のボイドは1～3階と4、5階の緩やかなゾーニングを形

成すると同時に自然換気を促進させ、議場屋根のトップライトから光ダクトを経由して1～3階の市民窓口待合エリアに光を導く（写真－5.2）。地域産木材に包まれ、市民に開かれた多目的議場（平土間）が中央に浮遊しているかのような断面構成は、市民のシンボルの可視化であり、市庁舎建築としての新たな試みである。

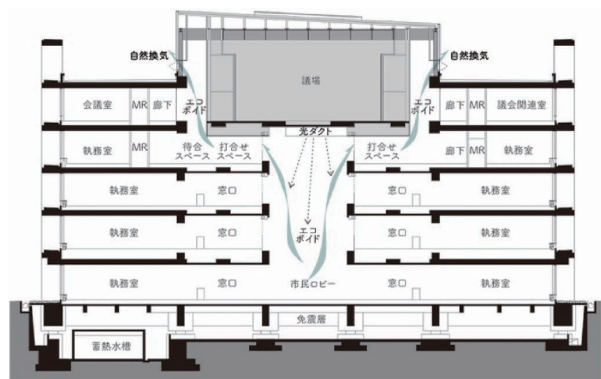
各方向からの風を取り入れ、エコボイドによる上下温度差を利用し重力換気を促進させることが可能なこの平面・断面計画は、嘉麻市特有の盆地性気候に呼応し、環境的な側面でも合理的といえる。



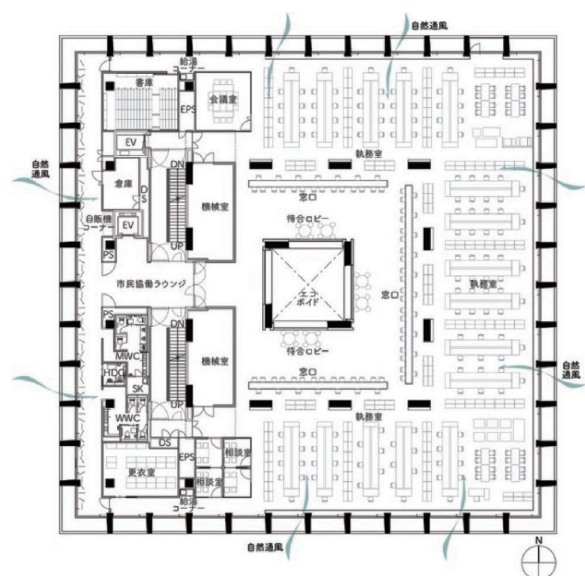
図－5.1 敷地配置図



写真－5.2 1階エコボイド



図－5.2 平面図



図－5.3 断面図

5.3 構造設計概要

本建物は、大地震後も庁舎機能を維持できる計画とし、1階床下に基礎免震構造を採用している。建設地は遠賀川に近接しており、集中豪雨等による浸水に対する配慮として、1階床レベルを盛土によりGL+1.2mの位置に設定している。

建物の平面形状は図-5.4に示すとおり、43.2m×43.2mの正方形であり、アウトフレームを3.6m スパン、インナーフレームを7.2m スパンとし、上部構造の種別は居住性と遮音の観点から鉄筋コンクリート造としている。部分的にプレストレスを導入した鋼管ボイドスラブと二重床の組み合わせにより、基準階高を3.6mまで抑え、かつ梁型無しの無天井化を実現した。また、最上部の議場屋根は軽量化を図るため鉄骨格子フレームとし(写真-5.3)、架構形式は免震部材への過大な力の集中を避けるため、ラーメン構造とする。図-5.5に全体架構モデルを示す。

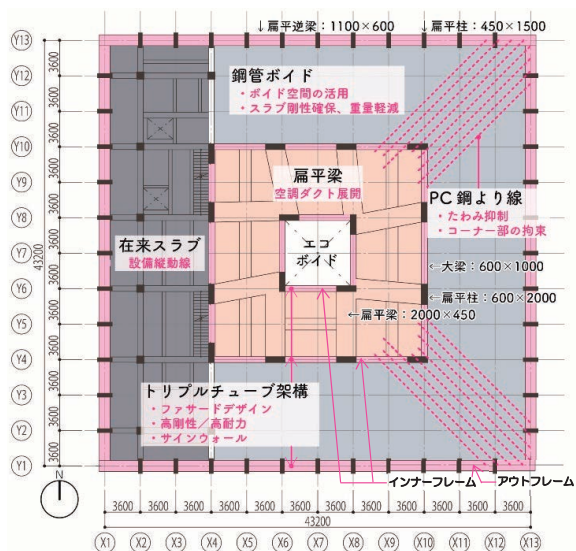


図-5.4 基準階伏図



写真-5.3 鉄骨格子フレームの議場屋根

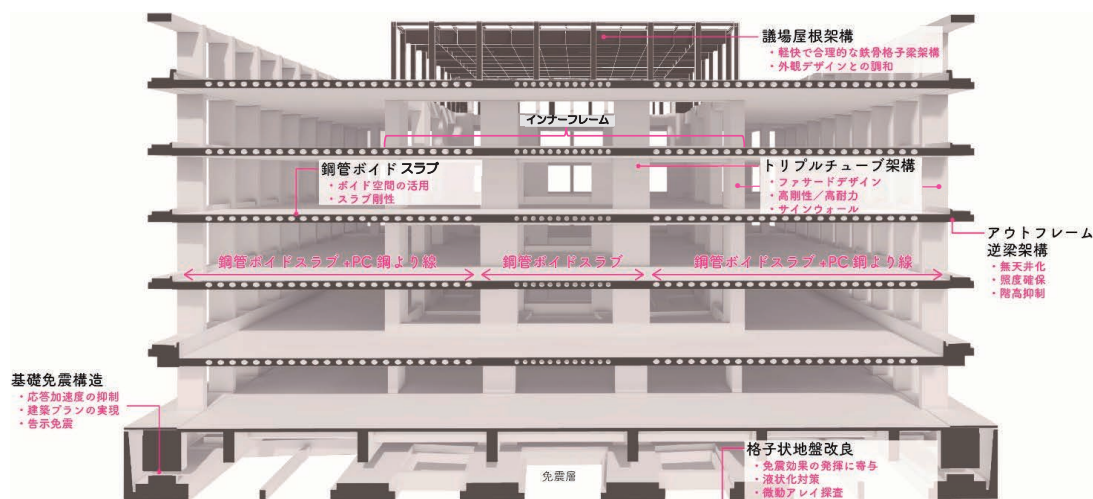


図-5.5 全体架構モデル

基礎形式は布基礎と一部ベタ基礎による直接基礎としている。本敷地の地層構成と地下水位の高さから、基礎下端以深の沖積層を対象に深層混合処理工法による格子状改良を実施し、支持力の増大を図るとともに液状化の発生を防止し、免震効果が十分に発揮されるよう配慮している。支持層はGL-7.2m以深の砂岩層としている。

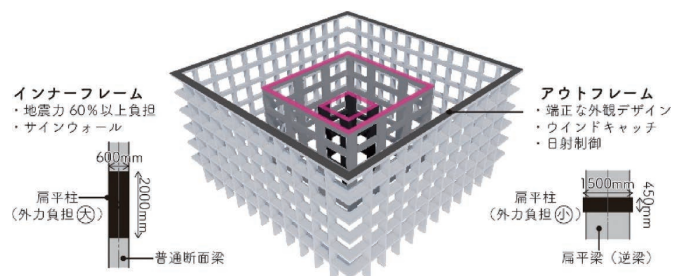
本計画は、扁平柱・梁による彫りの深い正方形格子形状のアウトフレーム(写真-5.4)と、内側にオフセット配置した扁平柱のインナーフレームによるトリプルチューブ架構を基本構成として

いる（図－5.6）。地震力の多く（60%以上）をインナーフレームに負担させ、免震効果を積極的に活用し、ひび割れ抑制の目的でプレストレスを導入することで梁型無しの無柱空間を実現することが可能となり、市庁舎の執務空間に求められるフレキシビリティへの配慮と開放性を獲得している。

執務室の床の構造は厚さ450mmの円筒形鋼管をスラブ中央に配置したボイドスラブを採用し、スラブの剛性向上による居住性を確保しながら、その重量の軽減を図っている。中央待合ロビーエリアは天端 FL-350mmの扁平逆梁と在来スラブとし、床下空調ダクトのメインルートとした。西側の縦貫通（設備展開・縦動線）が集中するコアエリアは通常断面の梁と在来スラブとし、適材適所なスラブ構成としている。鋼管ボイドの中に部分的に T 型形状に鋼管を接続した部材をレイアウトすることで、鋼管の空洞スペースを利用して非常照明、明るさセンサー、感知器を設置する納まりを試みた。照明器具（LED ライン証明）は天井面直付けとし、それ以外の機器等は天井面に突出してこないディテールとしている。



写真－5.4 正方形格子形状のアウトフレーム



図－5.6 トリプルチューブ架構モデル

5.4 PC 工事の概要

鋼管ボイドスラブで構成する執務室の床は、内周フレームから、外周フレームまでの支持長さがコーナー部の対角長さで最大 15m と大きくなるため、クリープ現象によるひび割れを抑制する目的でアンボンド PC 鋼より線を用いてプレストレスを導入している（図－5.7）。

このコーナー部の鋼管ボイドスラブは、架構軸に対して45度のスラブ方向で計画している。本スラブには PC 鋼材の配置間隔 900mm の間に中空ボイドが2列 450mm ピッチで配置され、その中空ボイド間に鉄筋が奇数本数配置される。配置された奇数本の鉄筋グループの中央に位置する鉄筋の平面位置が PC 鋼材の平面位置と同一になる計画としている。

施工は、まずスラブ枠上に出された軸方向から45度傾いた墨を基準としてスラブ下端筋を正確に配置し、これを基にアンボンド PC ケーブルの配置、中空ボイドの配置、スラブ上筋の組立の手順で行われた。写真－5.5、5.6にアンボンドケーブルの配線状況と鋼管ボイド配置後の状況を示す。

基準階のプレストレス導入による吊上げ効果を確認するため、有限要素法（FEM）による解析を行った。プレストレスによる吊上げ力は鋼材 1 本あたり 2.7kN/m（配置ピッチ 900mm で 3kN/m²相当）で、スラブの鉛直たわみが最大となる対角方向の中央部のたわみを約20%抑制している（図－5.8）。さらに、コーナー部に作用する付加圧縮力（タガ効果）により、広範囲のスラブに圧縮側の内部応力が作用し、執務室のスラブのひび割れ抑制効果が期待できる（図－5.9）。

また、執務室の直天井をはじめ、広い範囲でコンクリート打ち放し面を現しとしているため、ひび割れ抑制、コンクリート強度向上の目的で免震上部架構のコンクリートにシリカ系混和材を混入し、プレストレスとのダブルの効果に期待した計画としている。

コミュニティバスの乗降・車寄せ・タクシー乗降スペースとして機能するエントランス側の大庇（写真－5.7）は張出長さが 4.5m あり、PC 鋼棒を 400mm ピッチで配置した PC キャンチスラブとした。また、西側の建物中央に位置するエントランスは開放的な空間とするため、1 階柱を 1 スパン飛ばしている。また、建物コーナー部は軽快なファサードとしているため、大庇の荷重を負担するキャンチ梁の負担が大きかった。これらの部位では、PRC 梁を採用した。エントランス側大庇（PC キャンチスラブ）は PRC 梁の下端側に取り付いており、その位置関係から PC キャンチスラブの PC 配線を先行して行い、その後、PRC 梁の PC 配線を行う計画とした。



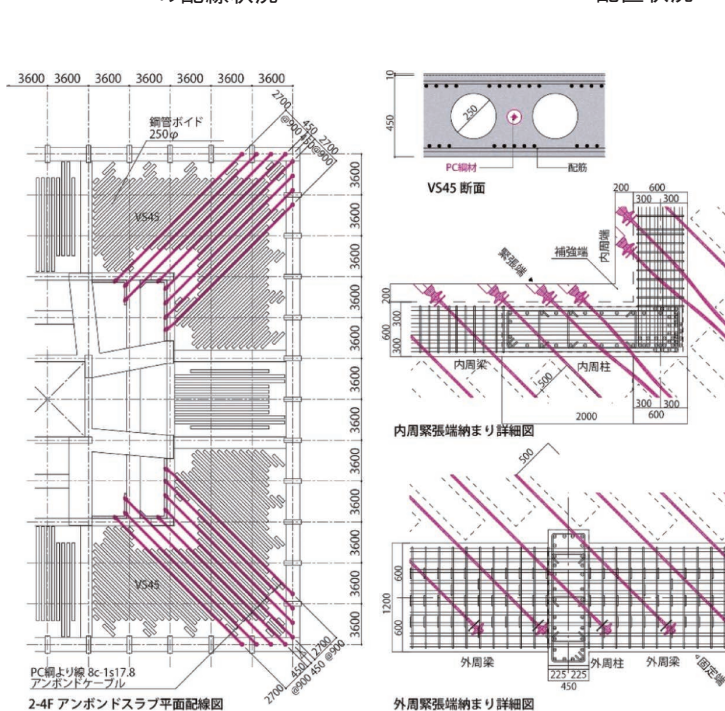
写真－5.5 アンボンドPCケーブルの配線状況



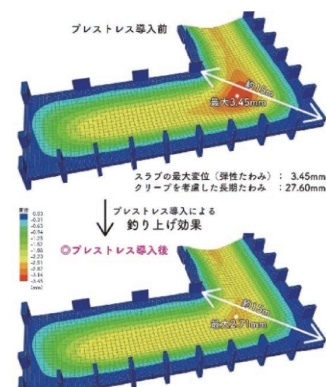
写真－5.6 鋼管ボイドの配置状況



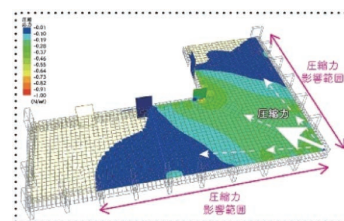
写真－5.7 エントランス側大庇



図－5.7 基準階コーナー部配線図



図－5.8 プレストレス導入による吊り上げ効果



図－5.9 コーナー部に作用する付加圧縮力

5.6 おわりに

本建築は、「意匠」、「構造」、「設備」の各セクションが相互に連携し、快適で安心・安全な施設となるよう努めた。プレストレスの導入により、市庁舎の執務空間に求められる開放感とフレキシビリティ性の高い梁型無しの無柱空間を実現することができた。

参考文献

3-1) プレストレストコンクリート、pp. 28-35、Vol. 63、No. 4、July、2021

高速道路の取組み —NEXCO におけるリニューアル工事の取組み—

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)	大 城 壮 司
(株)高速道路総合技術研究所	高 原 良 太
(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¹⁾。

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。

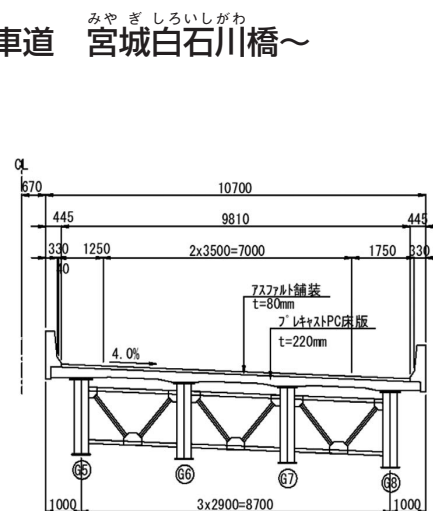
2021年度の PC 技術講習会では、床版 3 分割施工やプレキャスト床版を用いた PC 合成桁の床版取替え、端部床版のプレキャスト化などについて紹介した。本稿では、それ以降に実施した、UFC 複合床版を用いた床版取替えや、トラス橋や活荷重合成桁における床版取替え、さらに RC 中空床版橋の架替えなどについて紹介する。

2. リニューアル工事の事例紹介

2.1 UFC 複合床版による床版取替え²⁾ ～東北自動車道 宮城白石川橋～

2.1.1 工事概要

東北自動車道の白石 IC の南に位置する宮城白石川橋は、2 連の鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋である（図－1、表－1）。本橋は昭和47年（1972年）の道路橋示方書によって設計され、建設当時の床版は厚さ 210mm の鉄筋コンクリート床版であった。本橋の損傷に対しては、床版や舗装の部分補修により修繕を実施してきたが、舗装面の損傷や床版下面コンクリートの浮き、剥がれが顕在化してきたことから、床版取替えを実施することにした。床版取替え工事は一般的に繁忙期を避けた 5～7 月、9～11 月に実施することで交通への影響を抑制しているが、この期間は降雨日が集中



図－1 断面図

しやすい時期でもあり、現場での防水工の進捗に影響を及ぼすことがある。このような背景のもと、本橋では、遮水性に優れた超高強度繊維補強コンクリート（Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete：以下、UFC）を防水層として利用することで、現場での床版防水工を不要とするプレキャスト PC 床版（以下、UFC 複合床版）を試行的に採用した。本章では、宮城白石川橋における UFC 複合床版の設計・施工について報告する。

2.1.2 UFC 複合床版の開発

UFC 複合床版は PC 床版の上面かぶり部を 2～5cm 厚の UFC に置換し、プレキャスト工場において下部のコンクリートがフレッシュな状態のうちに UFC を打ち重ねる床版である（図－2）。

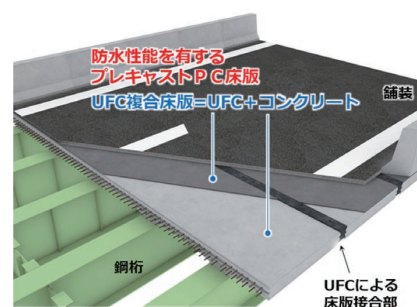
UFC は超高強度モルタルと超高強度繊維を用いたセメント質複合材であり、圧縮と引張ともに高い強度を有し、構造設計において引張抵抗を考慮できることが従来のセメント系材料と異なる点である。水セメント比は 20% 以下であることから、透水係数や透気係数が小さく、UFC 内部への水や塩化物イオンなどの劣化因子の浸入はわずかであり、耐久性にも優れている。使用した UFC の強度と力学的性質を表－2 に示す。

UFC 複合床版はプレキャストとすることを前提としていることから、床版架設後に床版の接合工が必要となる。床版接合工には UFC を用いた工法を採用することで、橋面全体を UFC で覆う構造とした。床版部の UFC と接合部の UFC の設計では、UFC の応力度が UFC のひび割れ発生強度（弾性限界）の制限値である 8N/mm^2 以上の引張応力度を伝達させる必要がある。本開発では、図－3 に示す鋸歯形状による UFC の継手方法を新たに見出したことで、UFC の高い引張強度を連続して発揮させることを可能にしている。

これまで、UFC 複合床版に関しては、既報³⁾で UFC 複合床版の防水性能、コンクリートと UFC の一体性、アスファルト舗装との一体性、ならびに UFC 複合床版の養生方法に関する検討結果、既報⁴⁾で UFC 複合構造用に開発した UFC 部の継手構造の検証、防水性能、輪荷重走行試験による疲労耐久性と防水機能の維持状況が報告されている。これらの成果を本工事における UFC 複合床版の設計・施工に活用している。

表－1 宮城白石川橋の橋梁諸元

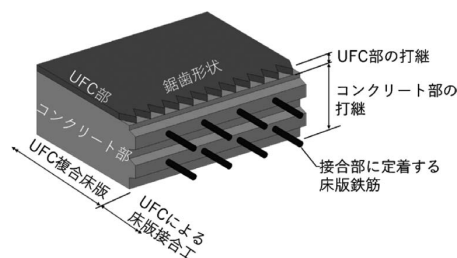
橋梁形式	鋼 3 径間連続非合成鈑桁橋
橋長	276.9m (138.25m × 2 連)
支間割	(45.7 + 46.15 + 45.7m) × 2 連
総幅員	10.7m
有効幅員	9.81m
供用時期	1975年



図－2 UFC 複合床版の概要

表－2 UFC の強度と力学的性質（材齢28日）

圧縮強度 (N/mm^2)	ひび割れ発生強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
180	8.0	8.8	4.6×10^4	0.2



図－3 UFC 複合床版の接合工との端部形状

2.1.3 UFC の厚さの設定

床版厚は、図－1 に示す主桁断面に対して UFC 層もコンクリートとした通常のプレキャスト PC 床版として設計要領第二集（橋梁保全編）⁵⁾ に従い床版形状、PC 鋼材の配置、鉄筋などを定めた。

UFC の厚さは初期値として、UFC 打込み時の材料の均一性、製作時の材料の粘性や硬化後のひび割れ抑制、施工厚さのばらつきなどを考慮して最小値である 20mm とした。既報³⁾ に示すように初期のマイクロクラックの存在、そして設計耐用期間にわたる外力と環境負荷を与えた後でも UFC の透水係数は $1 \times 10^{-13} \text{m/s}$ 以下である。そのため、施工性で定める UFC 層の厚さ 20mm で設計耐用期間100年の間に床版のコンクリート部への雨水が浸透しないと言える。

2.1.4 UFC 複合床版の製作

本橋の UFC 複合床版は一般のプレキャスト PC 床版を製作している工場で製作した。UFC 複合床版では、コンクリートと UFC の一体性が重要であり、下部のコンクリートが硬化する前に UFC 層を打ち重ねる必要がある。そのため、下層のコンクリート打込みから約30分経過した段階で UFC 層の打ち重ねを開始し（写真－1）、コンクリート打込み後2時間以内で UFC の打ち重ね作業が完了するように時間管理を徹底しながら作業した。なお、UFC を打ち重ねる面となるコンクリート表面は木ごてで仕上げである。



写真－1 UFC の打重ね

UFC 層の打込み後は、UFC 表面の乾燥防止を目的として UFC を養生フィルムで覆い、一定時間経過後に金ごてによる表面の均しを2回行った。表面均しが終了した後は、養生マットで覆った UFC の上面を湛水養生しながら、床版全体には蒸気養生を施した。蒸気養生の温度管理や養生時間などは通常のプレキャスト床版と同じ方法とした。コンクリート打込み後に UFC を打ち重ねる時間や蒸気養生時間については、事前に試験練りを行って妥当性を確認した。

蒸気養生完了後、コンクリートが所定の強度に達したことを確認し、床版にプレストレスを導入した。その後、本橋では7日間の水中養生を施した。

2.1.5 UFC 複合床版の施工

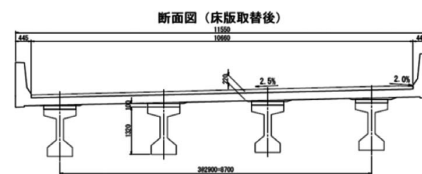
UFC 複合床版としての施工上の特徴は現場での床版防水工を不要とするために、接合部と床版後埋め部に現場打設する UFC を使用しているところであるが、床版上の UFC と現場での UFC の一体化を確保することが重要である。本工事では、当該部分の均しは金ごてで行ったが、UFC を余盛りして切削する方法がよりよい仕上がりとなることから、今後の UFC 複合床版では現場の UFC を橋面より 2～5mm 余盛りして、研磨あるいは切削する方法を採ることとする。

なお、本工事では、施工した UFC 複合床版上で水張試験を実施し、床版部からの漏水がないことを確認した。今後も現場でのモニタリングや試験により本構造の妥当性確認を続ける予定である。

2.2 PC 合成桁の床版取替え⁶⁾ ～北陸自動車道 高野川橋～

2.2.1 工事概要

北陸自動車道の富山 IC ～立山 IC 間に位置する高野川橋（下り線）は、1980年に供用を開始した PC 単純合成桁橋である（図－4、表－3）。本橋は、供用開始から40年が経過しており、既設 RC 床版下面に凍結防止剤の散布の影響による塩害劣化が確認できたことから、既設床版の全面打換えを実施することとした。しかし、工程短縮が期待できることから鋼橋の床版取替えに一般的に適用されているプレキャスト PC 床版を用いた床版取替えを実施することにした。プレキャスト PC 床版を用いた PC 合成桁橋の床版取替えは1事例⁷⁾のみであることから、本工事において基礎技術と設計手法を検討することにした。本章では、新たに検討したプレキャスト PC 床版を用いた PC 合成桁橋の床版取替え工事について報告する。



図－4 断面図

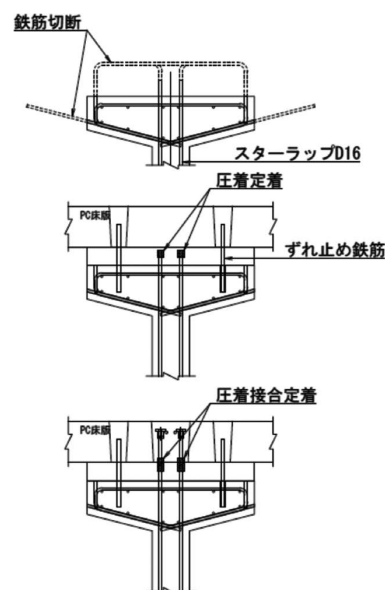
表－3 高野川橋の橋梁諸元

橋梁形式	PC 単純合成桁橋
橋長	21.8m
支間割	－
総幅員	11.55m
有効幅員	10.66m
供用時期	1980年

2.2.2 構造概要

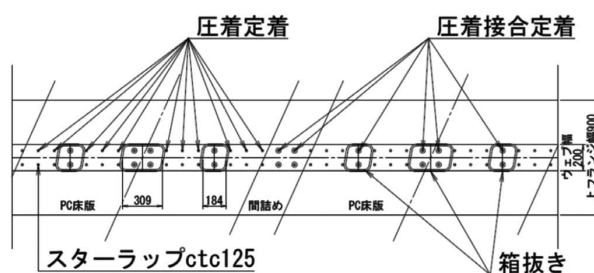
PC 合成桁橋は、主桁のスターラップを現場打設の RC 床版内でフック定着させる構造である。この鉄筋は、主桁上フランジ上面端部から延長された鉄筋とともに主桁と床版の接合面に生じる水平せん断力に対するずれ止め鉄筋として構成され、主桁上フランジ側面から延長された鉄筋とともに主桁と床版を一体化する構造である。既往の床版打替えでは、これら主桁から出ている鉄筋を再利用するため、鉄筋を残すように既設床版コンクリートを撤去していた。

鋼橋の床版取替えのようにプレキャスト PC 床版を用いるためには、主桁天端から突出する鉄筋がプレキャスト PC 床版と干渉するため、切断撤去する必要がある。しかし、スターラップは圧縮部のコンクリートに定着する必要があるため、フック定着の代わりに機械式定着として鋼管を鉄筋に圧着固定する構造（以下、圧着定着）を現場施工で構成する構造とした（図－5）。



図－5 圧着定着・圧着接合定着

また、切断したスターラップの一部は、主桁とプレキャスト PC 床版の一体化を構成させるために、先端に既存の製品のねじ式機械式定着を取り付けた鉄筋を鋼管で圧着固定する構造（以下、圧着接合定着）とした（図－5）。スターラップの有効高を大きく確保するためには、すべてのスターラップを圧着接合定着とすることが望ましいが、プレキャスト PC 床版に多数の箱抜きを設けることができないため、一部



図－6 圧着処理の配置

のスターラップをプレキャスト PC 床版内に定着させた。図－6 に示すように、125mm 間隔で配置されたスターラップのうち、1/3 はプレキャスト PC 床版の箱抜きと間詰め部に圧着接合定着とし、残りの 2/3 がプレキャスト PC 床版下面で定着する圧着定着とした。そのため、本橋では、プレキャスト PC 床版下面で圧着定着した高さをせん断検討に対する有効高と評価している。この構造については、圧着に関する基礎試験および床版取替えをモデル化した桁試験を実施し、設計手法との適合性を確認した。

プレキャスト PC 床版に設けた箱抜きは平行四辺形とした。本橋の斜角は約65度と小さいことから既設のスターラップが橋軸直角方向に配置されているのに対してプレキャスト PC 床版は斜角方向の割付としたため、プレテンション PC 鋼材を配置する断面を確保できるように平行四辺形の箱抜き形状とした。さらに、既設のスターラップが図面からずれて配置されていた場合でも、スターラップが箱抜きに納まるように橋軸方向寸法に余裕を持たせた。

また、ずれ止め鉄筋として不足する鉄筋量に対しては、主桁上フランジにあと施工アンカーで鉄筋を配置した。

2.2.3 定着加工

スターラップは、所定の高さで切り揃え、版下充填モルタル部で圧着定着する鉄筋と、床版内まで延長する圧着接合定着の鉄筋に分け、定着加工を実施した（写真－2）。

圧着定着は、鉄筋先端に鋼管を圧着させた機械式定着を現場で施工する構造である。本橋のスターラップ D16 の機械式定着には鋼管 $\phi 40 \times t10$ を開発した油圧圧着機で圧着加工を実施した（写真－3）。圧着接合定着は、既設鉄筋と延長する鉄筋を圧着鋼管で繋ぐ構造である。圧着接合定着に用いた鋼管は圧着定着と長さを変えた同じ鋼管を使用し、同じ油圧圧着機を用いて圧着加工を実施した。また、桁端場所打ち部は床版取替えに伴い計画高が高くなるため、床版天端に整合するように圧着接合定着で高さを調整した。

圧着定着、圧着接合定着ともに、鉄筋防錆剤を塗布して防錆処理を実施し、床版架設前にずれ止め筋を配置するためのあと施工アンカーの削孔を実施した。



写真－2 圧着定着作業状況



写真－3 圧着定着完了状況

2.2.4 床版架設

プレキャスト PC 床版は、壁高欄一体型の 1 方向 PC 構造である。橋軸方向のプレキャスト PC 床版相互の接合方法は、機械式定着併用重ね継手を採用した。プレキャスト PC 床版の架設は、橋台背面からのクレーン架設とし、床版架設後にあと施工アンカーによるずれ止め筋の設置を行った。

プレキャスト PC 床版と主桁の間には無収縮モルタルを充填した。充填モルタル厚は、床版下面の圧着定着の構造高さで決定され、本橋では 100mm とした。

2.3 活荷重合成鉄桁橋の床版取替え⁸⁾ ～東名高速道路 鍛冶屋敷第三橋～

2.3.1 工事概要

東名高速道路の大井松田 IC ～御殿場 IC 間に位置する鍛冶屋敷第三橋は、1969年に供用を開始した鋼単純活荷重合成鉄桁橋である（図－7、表－4）。本章では、活荷重合成鉄桁における、床版の撤去・架設方法および鋼桁の補強方法に関する設計・施工について報告する。

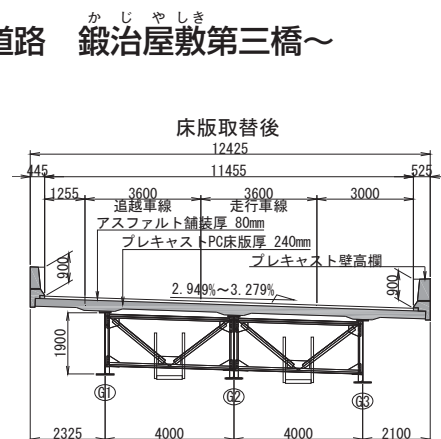
2.3.2 設計概要

本工事では、橋梁の構造形式を建設時と変えずに活荷重合成鉄桁として設計を行った。そのため、床版撤去時は主桁剛性が小さくなることから、床版架設機の使用が考えられたが、いずれの橋梁も単径間で架設するプレキャスト PC 床版が少ないため、工程短縮を目的にクレーンによる架設を採用した。ただし、クレーン配置を橋梁上とはせず、施工動線も考慮したうえで橋台背面の土工部側（A2 橋台側）から床版撤去・架設する計画としてクレーンの選定を行い、主桁本体に負担をかけないように考慮した。

短い交通規制期間内での現場作業を減らすため、規制前に主桁補強部材の仮設置や足場内への仮置きができるように孔引き照査や補強鋼重を合成前死荷重として考慮するなどの配慮を行い、床版撤去後すぐに主桁補強部材の本設置ができるような設計を行った。

2.3.3 既設鋼桁の設計

合成桁の床版取替え設計では、施工ステップにより設計上の抵抗断面が変化する。全体の施工の流れと各ステップでの荷重状態と抵抗断面について図－8 に示す。STEP 1 の工事着手前は、抵抗断面が既設床版との合成桁断面であり、荷重による曲げ圧縮応力度に対し床版も抵抗部材として機能している。既設床版を撤去し STEP 3 の状態になると抵抗断面は主桁のみとなるため、上フランジに横倒れ座屈が生じないように STEP 2 の事前補強として追加横桁の先行設置を実施し



図－7 断面図

表－4 鍛冶屋敷第三橋の橋梁諸元

橋梁形式	鋼単純活荷重合成鉄桁橋
橋長	34.8m
支間割	－
総幅員	12.425m
有効幅員	11.455m
供用時期	1969年

施工ステップ	1. 現況（工事着手前）	2. 事前補強	3. 既設床版撤去	4. 補強部材設置	5. PC床版架設	6. 合成桁化～完成時
作用荷重	・主桁自重 ・既設床版重量 ・活荷重	・主桁自重 ・既設床版重量 ・活荷重 ・補強鋼材重量 ・足場荷重	・主桁自重 ・補強鋼材重量 ・足場荷重	・主桁自重 ・補強鋼材重量 ・足場荷重	・主桁自重 ・PC床版重量 ・補強鋼材重量 ・足場荷重	・主桁自重 ・PC床版重量 ・後死荷重 ・補強鋼材重量 ・活荷重
抵抗断面	既設床版との合成桁	既設床版との合成桁	主桁のみ	主桁のみ	補強後主桁断面	PC床版との合成桁

※赤字は、施工ステップが変わった後で変化した作用荷重を表す。

図－8 施工ステップ

た。STEP 4 の補強部材設置は、後死荷重や活荷重に加えて STEP 5 の更新後の PC 床版重量に対しても補強効果を発揮するように、STEP 4 の PC 床版架設前に主桁をダブルフランジ補強および当て板補強で補強する設計とした。その後、主桁上フランジへのスタッド溶接、プレキャスト PC 床版と鋼桁との接合部へ打込む高さ調整用無収縮モルタルの施工、間詰めコンクリート打込みを経て STEP 6 でプレキャスト PC 床版との合成桁断面となり、後死荷重と活荷重に抵抗する。

補強が必要な範囲と程度を確認するために、床版更新後の荷重条件で主桁の応力度照査を実施した。照査の結果、上フランジ側の圧縮応力度および下フランジ側の引張応力度もほとんどの範囲で許容値を超過し、鍛冶屋敷第三橋の支間中央で最大52%の応力超過となった。応力超過の主要因は、活荷重が TL-20 から B 活荷重に変わった影響が大きい。なお、補強部材は規制期間前に仮設置しやすいように分割し、添接板により接続する構造を採用した。この分割構造の採用は、補強部材の現場設置誤差の吸収にも配慮したものである。

なお、床版撤去時の補強方法として主桁下フランジ下面に定着ブラケットを設置した外ケーブル補強の検討も行った。外ケーブル補強は、外ケーブル緊張により主桁に負曲げを与え、上フランジ側の圧縮応力度を軽減する効果が期待できる。しかしながら、床版撤去時に対する補強効果は得られるものの、床版取替え後の外ケーブル緊張開放により主桁に正曲げが作用するため、主桁補強量が外ケーブル未使用時とほとんど変わらないこと、将来的に維持管理が必要になることから外ケーブル補強は見送ることにした。

2.4 高圧電線直下での床版取替え⁹⁾ ～東名高速道路 富沢第二橋～

2.4.1 工事概要

東名高速道路の裾野 IC ～沼津 IC 間に位置する富沢第二橋は、1969年に供用を開始した3径間連続非合成鉄桁橋である(図-9、表-5)。本橋はA1-P1間の上空に高圧電線が架線されており、現地測量を行った結果、当初計画されていたトラッククレーンによる床版取替えが困難であることが判明した。そこで、限られた施工空間の中で床版取替えを行える床版架設機を採用した。

本章では、高圧電線直下における床版架設機を用いた床版取替え工事について報告する。

2.4.2 施工条件

本橋のA1-P1間には、橋面上約17mの位置にJR高圧電線(77,000V)が架線されており、その離隔エリアは5mのため、床版取替え時の施工空間は橋面から高さ約12m以内に限定される。高圧電線と橋梁の位置関係を図-10に示す。そこで、施工高さを大幅に低減できる床版架設機を採用し、A1-P1間の床版14枚の取替えを本機で行った。なお、高圧線の影響がないP1-A2間の床版38枚はトラッククレーンにて取替えを行った。

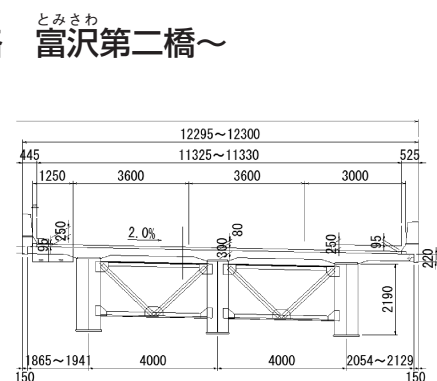


図-9 断面図

表-5 富沢第二橋の橋梁諸元

橋梁形式	3径間連続非合成鉄桁橋
橋長	124.35m
支間割	38.75 + 46.0 + 38.75
総幅員	12.295~12.300m
有効幅員	11.325~11.330m
供用時期	1969年

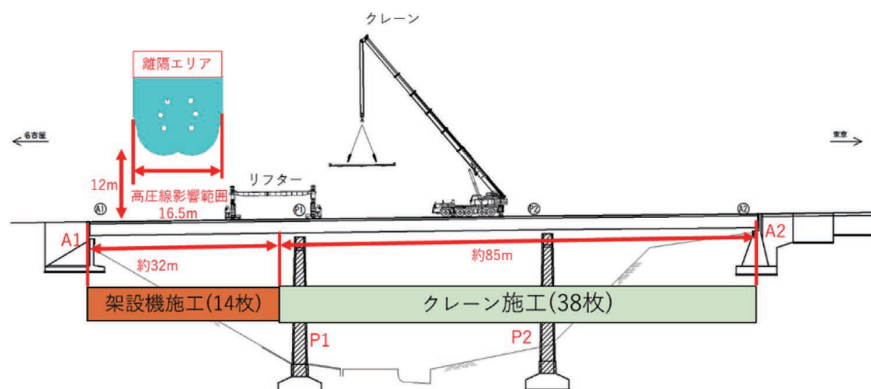


図-10 高圧電線と橋梁の位置関係

2.4.3 施工ステップ

床版架設機での施工ステップは、図-11に示すように4ステップに大別される。

- ①あらかじめ床版カッターを用いて橋軸方向へ切断した既設床版の引き剥がしを床版架設機にて行う。
- ②引き剥がされた既設床版を搬送装置にてトレーラー上まで運搬し、トレーラーにて場外運搬を行う。また、既設床版撤去後に既設縦桁についても床版架設機を用いて撤去を行う。
- ③トレーラーにて新設床版を床版架設機の位置まで運搬し、床版架設機にて揚重・架設を行う。なお、床版架設に先立ち、床版が撤去された鋼桁上フランジの素地調整・塗装を行う。
- ④3枚の床版の撤去・架設が完了後に床版架設機の移動を行う。床版架設機は新設床版上を走行する必要があるが、この時の新設床版は鋼主桁とプレキャスト床版同士が接合されていないため、留意が必要となる。新設床版を支持している高さ調整ボルトで床版架設機の自重に耐えることができないため、鋼主桁と新設プレキャスト床版の間にゴム板付き鉄板を設置し、床版架設機の荷重を分散させて対応した。床版架設機の通過後、高さ調整ボルトにて荷重を受け替えてゴム板付き鉄板を撤去した。

床版取替えの施工は、A1 - P1間の高圧線直下の床版14枚を3枚／1サイクルの撤去・架設を行った結果、計5サイクルを10日間で完了した。

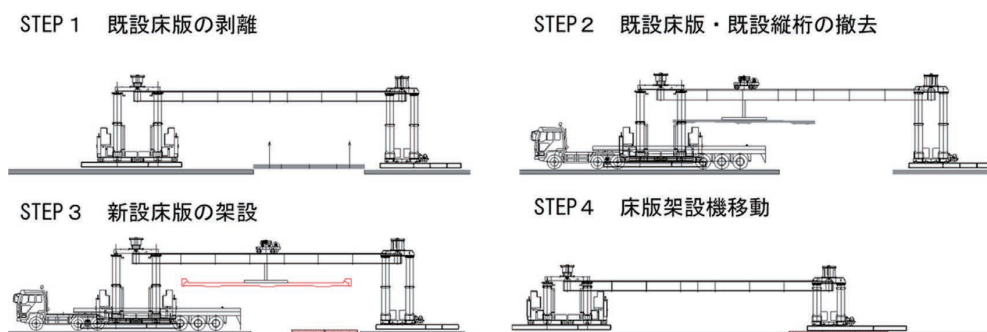


図-11 施工ステップ

2.5 鋼トラス橋における床版取替え^{10)、11)} ～中国自動車道 浦石橋～

2.5.1 工事概要

中国自動車道の吉和IC～六日市IC間に位置する浦石橋は、3径間連続非合成トラス橋である(図-12、表-6)。本工事では、床版取替えに加え、事前調査により鋼トラス桁に劣化が確認されたことから詳細調査を実施し、その結果に基づく補修設計を行った。また、既設床版撤去時の上弦材の座屈が懸念されることから、床版撤去時の上弦材の構造安全性の検証を行い、撤去方法を決定した。

本章では、既設RC床版撤去時の検討内容について報告する。

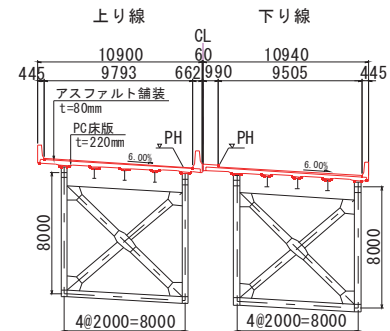


図-12 断面図

表-6 浦石橋の橋梁諸元

橋梁形式	3径間連続非合成トラス橋
橋長	217.25m
支間割	72.0+72.0+72.0m
総幅員	10.9m
有効幅員	9.793m
供用時期	1974年

2.5.2 既設RC床版撤去時の検討

鋼トラス桁においては、上弦材のウェブ間の中心にスラブアンカーが配置されているため、通常のジャッキによる既設RC床版の引き剥がしを実施するとスラブアンカーに過大な引張応力が発生し、上弦材上フランジに局部座屈が発生する恐れがある。そこで、既設RC床版を撤去する際に発生する引張力を検証した。

既設RC床版撤去時に鋼桁との間に発生する力としては、スラブアンカーの降伏耐力、床版コンクリートとスラブアンカーの付着耐力、床版コンクリートのコーン破壊耐力、スラブアンカーと鋼桁の溶接耐力が考えられ、その最小値にて既設RC床版と鋼桁の縁切れが発生すると考えられる。本橋におけるそれぞれの耐力を表-7に示す。

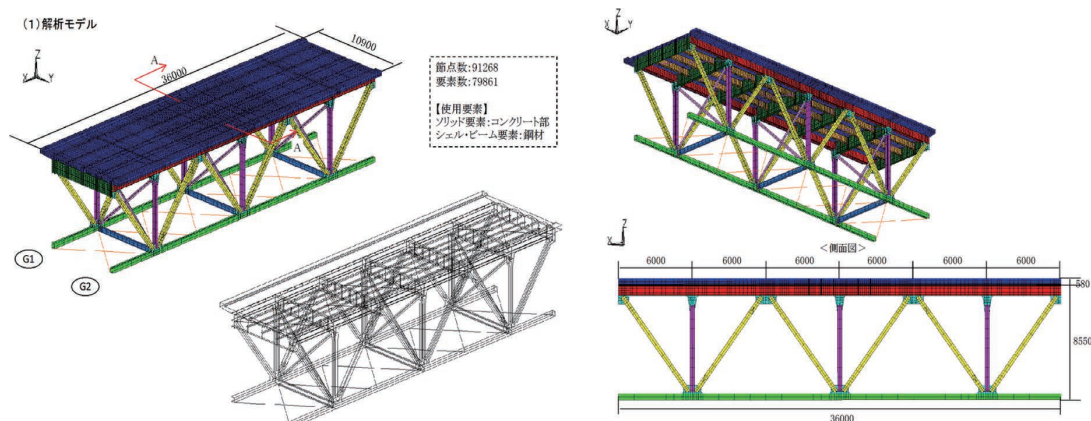
表-7 各対象項目の耐力

対象項目	耐力値 (kN)
スラブアンカーの降伏耐力	47.3
床版コンクリートとスラブアンカーの付着耐力	20.1
床版コンクリートのコーン破壊	205.9
スラブアンカーと鋼桁の溶接耐力	153.8

既設床版撤去時は、最も耐力の小さい、スラブアンカーの付着切れ(20.1kN)により床版の付着切れが発生すると考えられるが、実際のトラス桁の引き剥がし時のジャッキ反力には100～150kN程度の反力が必要と考えられる。上弦材の板厚にもよるが、スラブアンカーに14.4kN程度の引張力が発生するだけで計算上局部座屈が発生する箇所もあることから、FEM解析を行うことで、既設床版撤去時のジャッキ反力と、スラブアンカーに発生する引張力の関係を算出することとした。

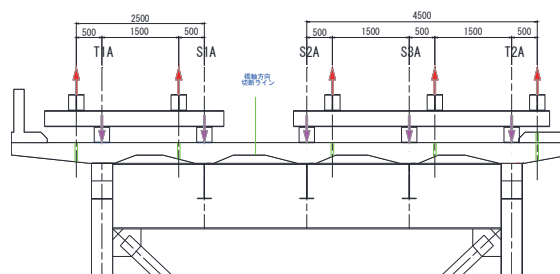
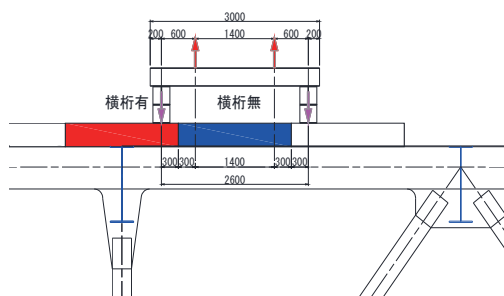
(1) 解析モデル

解析モデルを図-13に示す。既設床版については、橋軸直角方向には2m間隔で切断し、橋軸方向については、2分割に切断したモデルとした。



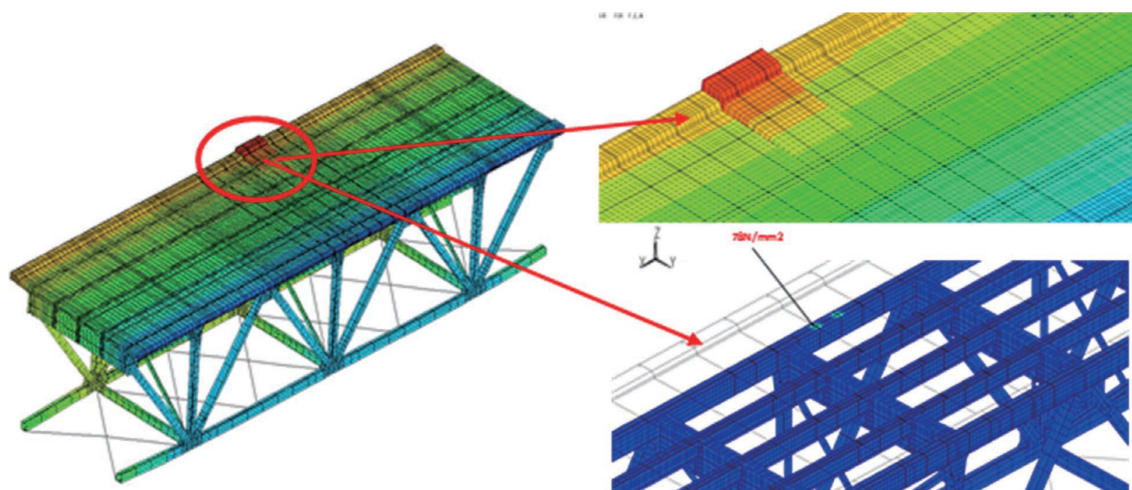
(2) 検討ケース

中央分離帯側の既設床版を引き剥がすケースと、路肩側の既設床版を引き剥がすケース、および剛性の違いによる引張力の集中を想定し、横桁上と横桁の無い箇所においてFEM解析を行った。荷重載荷位置を図-14、15に示す。



(3) 解析結果

鋼トラス桁に最大の応力が発生したケースの解析結果を図-16に示す。10kN／台のジャッキ反力を想定した場合でも、15.7kN 程度の引張力が発生することから、局部座屈の発生が懸念さ



れた。そこで、本橋においては、スラブアンカーに引張力が発生しないよう、上弦材と鋼桁をワイヤソーにて切断し、縁切りを行うこととした。

2.5.3 既設 RC 床版の撤去

既設 RC 床版の撤去作業について、作業概要を図-17に示す。上弦材の上フランジに損傷を生じさせないことを目的とし、既設 RC 床版の切断についてはワイヤソーにて切断することを基本とした。ワイヤソーの切断ラインは上フランジ面から 30mm 程度とし、作業中は飛散防止のための養生を行った。ただし、すべての範囲に適用するのではなく、作業効率を考慮して従来のジャッキアップによる引き剥がしと併用することを試みた。そこで、既設鋼桁の板厚の違いに着目し、その適用範囲を設定するためにあらかじめ現場にて引き剥がし試験を実施した。既設 RC 床版の引き剥がし荷重載荷位置を再現した FEM 解析と計測値を比較した結果、鋼桁部材に作用する引張力の値は同傾向であり、照査を行った結果、上フランジの板厚が 25mm 以下の引き剥がしはワイヤソーによる水平切断範囲と設定し、25mm を超える板厚については、ジャッキアップによる引き剥がしとすることにより、既設鋼部材の安全性を確保することとともに、作業効率を向上させた。

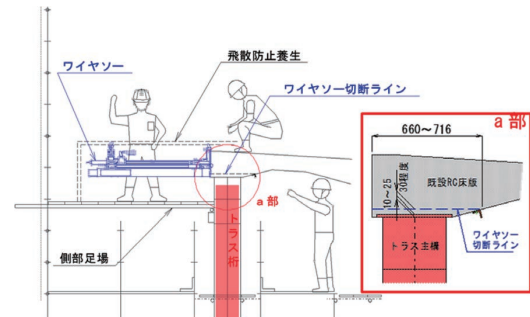


図-17 既設 RC 床版撤去作業概要

2.6 RC 中空床版橋の架替え¹²⁾ ～沖縄自動車道 幸喜橋～

2.6.1 工事概要

沖縄自動車道の許田 IC に位置する幸喜橋は、国道58号線を跨ぐ2連の RC 中空床版橋および単純非合成鈹桁橋であり、架橋位置も海岸線に近く厳しい腐食性環境にある（表-8）。そのため、塩害や経年劣化により損傷した橋梁の抜本的な対策として架替え工事を行った。また、腐食性環境にあることから、架替え後の橋梁の耐久性および維持管理性の向上のため、本工事では RC 中空床版部では PC 連結中空床版による架替え工法（SCBR 工法）、非合成鈹桁部ではプレキャスト PC 床版による床版取替え工法を採用した。図-18に SCBR 工法概略図、図-19に橋梁一般図を示す。

表-8 幸喜橋の橋梁諸元

橋梁形式	4 径間連続 RC 中空床版×2 連 + 鋼単純非合成鈹桁
橋長	161.97m
支間割	15.05 + 2 @15.50 + 15.05 + 37.14 + 15.05 + 2 @15.50
総幅員	8.4m
有効幅員	7.0m
供用時期	1975年

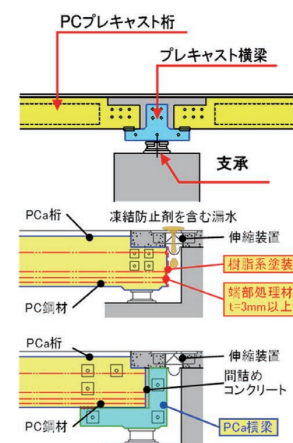


図-18 SCBR 工法概略図

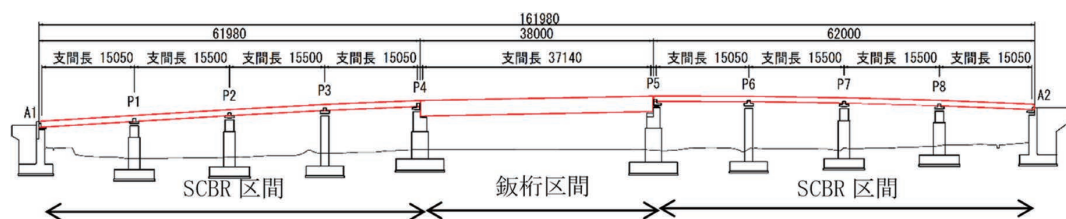


図-19 橋梁一般図

SCBR 工法は、中間支点の支承上にプレキャスト PC 横梁を設置し、横梁を介して主桁を連結させる工法である。横梁を有するため 1 点支承とし支承数を低減させることができる。さらに、劣化しやすい桁端部のかぶりを十分に確保できるため PC 鋼材の耐久性向上が期待できる。

本章では、RC 中空床版部における SCBR 工法での施工について報告する。

2.6.2 RC 中空床版橋の撤去

RC 中空床版部は、橋面上の舗装や防水層は切削機にて撤去し、壁高欄および床版はワイヤソーとコンクリートカッターを併用して撤去した。壁高欄と床版の撤去寸法は、搬出車両の積載重量、施工性を考慮し、幅 1.5m、長さ 8.0m と設定し、クレーンで吊上げながら切断した。橋軸方向の切断位置は、中空床版の床版厚が最も薄い部分とし、作業効率を向上させた。RC 中空床版橋の撤去状況を写真-7 に示す。



写真-7 RC 中空床版橋の撤去状況

2.6.3 横梁の架設

支承を取り付けた10基の横梁は、あらかじめアンカー削孔した橋台、橋脚にクレーンを用いて架設した(写真-8)。また、横梁高さは、橋座面に配置した仮受け支持材により沓座モルタルの施工および横組工完了まで所定の高さに維持した(写真-9)。これにより、横梁と主桁を正規の位置で一体化できた。横梁上の主桁据付部は、縦断勾配および主桁キャンバーに対して、不陸の吸収と部材端部の欠け防止のため、主桁架設前に厚さ 9mm の感圧硬化ゴムとモルタルを敷設した(写真-10)。



写真-8 横梁架設状況



写真-9 横梁高さ調整状況



写真-10 感圧硬化ゴム敷設状況

2.6.4 主桁の架設

主桁は、横梁と同様にクレーンにて架設した。主桁の架設は、横梁上に配置されたアンカーボルトに差し込むようにし、機械式継手によって横梁と主桁を一体化させた（写真-10）。また、本橋は、塩害対策S区分地域であることから必要箇所に表面保護を行っており、橋梁直下に歩道部および車道部がある場合には、はく落防止対策を行った。1日の架設本数は、搬入車両の都合上5本／日であった。

3. おわりに

NEXCOにおけるリニューアル工事に関して、UFC複合床版を採用した床版取替えや、トラス橋や活荷重合成桁における床版取替え、RC中空床版橋の架替えなどの事例を紹介した。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) 横山貴士、宇山友理、笠原怜、大賀猛、古賀裕史、大場誠道：UFC複合床版による床版取替え工事の設計・施工－東北自動車道宮城白石川橋での適用－、橋梁と基礎、pp. 21-28、2021年12月
- 3) 塩畑英俊、平野勝彦、川西貴士、佐々木一成：防水層にUFCを用いた複合プレキャストPC床版の開発、コンクリート工学、Vol. 59、No. 7、pp. 574-581、2021年7月
- 4) 塩畑英俊、安川義行、本間淳史、大場誠道、佐々木一成：防水層にUFCを用いた複合プレキャストPC床版の実用化に向けた検証、橋梁と基礎、pp. 31-36、2021年10月
- 5) 東日本高速道路(株)、中日本高速道路(株)、西日本高速道路(株)：設計要領第二集橋梁保全編、第5章、2019年7月
- 6) 佐藤秀哉、稲葉尚文、松口大輔、湯浅卓夫：プレキャスト床版を用いたPC合成桁の床版取替－北陸自動車道 高野川橋－、プレストレストコンクリート工学会、第30回シンポジウム論文集、pp. 601-604、2021年10月
- 7) 仲田宇史、三田村健二、檜作正登、池端信哉：上田川橋床版取替工事－PC合成桁へのPCa床版とリンクスラブの適用－、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. 29-32、2019年11月

- 8) 谷口博胤、金山隼人、松井喜昭、西村一博：東名高速道路 大沢橋・鍛冶屋敷第三橋床版取替工事の設計・施工、プレストレストコンクリート工学会、第30回シンポジウム論文集、pp. 281-284、2021年10月
- 9) 安達光太郎、金田遥、金山 隼人、阿部 進吾：富沢第二橋（下り線）床版架設機を用いた床版取替え工事の施工報告、プレストレストコンクリート工学会、第30回シンポジウム論文集、pp. 317-320、2021年10月
- 10) 桐川潔、仲子大樹、山村智、村上恒平：中国自動車道 浦石橋（鋼トラス）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30回シンポジウム論文集、pp. 557-560、2021年10月
- 11) 寺嶋浩二、中原翔太、藤田大輔、田中寛規：中国自動車道 浦石橋（鋼トラス桁）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30回シンポジウム論文集、pp. 739-742、2021年10月
- 12) 牧野翔平、脇坂英男、駒谷大三、今村光志：沖縄自動車道 幸喜橋の床版取替工事に関する報告、プレストレストコンクリート工学会、第30回シンポジウム論文集、pp. 313-316、2021年10月

高速道路の取組み —東品川栈橋・鮫洲埋立部更新工事の PC 技術—

首都高速道路(株) 更新・建設局
首都高速道路(株) 更新・建設局
首都高速道路(株) 更新・建設局

松 崎 久 倫
小 島 直 之
笹 森 哲 洋

1. はじめに

首都高速道路は、1962年12月の京橋～芝浦間の 4.5km に始まり、現在、延長約 327.2km が供用している。2013年 1 月、「首都高速道路構造物の大規模更新のあり方に関する調査研究委員会」（委員長：涌井史郎教授）の提言を受けて、全線にわたり、構造的な維持管理性の問題や当時の損傷状況などを総合的に精査して、首都高速道路の更新計画を策定し、2014年11月より大規模更新・大規模修繕の取り組みに着手している。

本稿では、事業着手している大規模更新のうち、東品川栈橋・鮫洲埋立部更新事業を紹介するとともに、当該事業に採用されている PC 技術を紹介するものである。

2. 首都高速道路の更新事業（大規模更新・大規模修繕）¹⁾

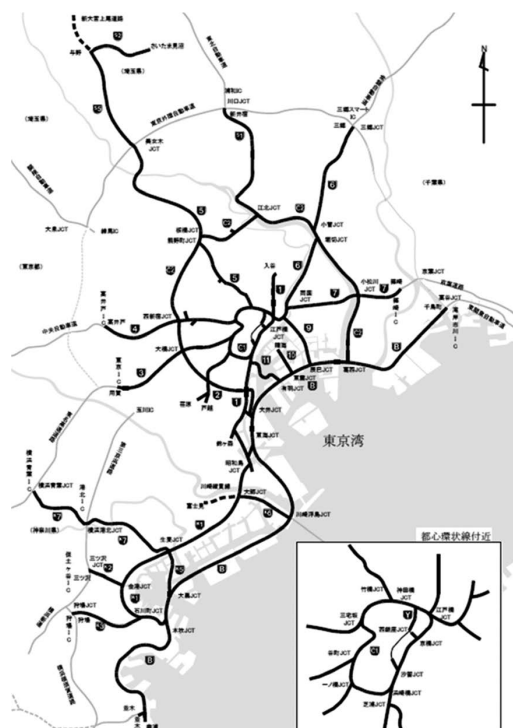
2.1 更新事業の必要性

2.1.1 背景

首都高速道路は、1962年の京橋～芝浦間の 4.5km に始まり、現在延長 327.2km が供用しており、最初の供用から約60年が経過している（図－2.1.1）。この間、1日24時間 1年365日間休みなく、首都圏の自動車交通の大動脈として、また東名高速、中央道、東北道などを結ぶ全国ネットワークの結節点としてわが国の物流や経済を支える基幹的役割を担っている。

東京23区内において、首都高速道路の延長は国道や都道の約15%であるのに対して、走行台キロ・貨物輸送量はその 2 倍の約30%であり、首都圏における産業活動の重要な基盤の 1 つとなっている。また、昨今では、災害への危機意識の高まりから、首都圏における緊急輸送道路としての機能確保も期待されている。

首都高速道路は、経過年数50年以上の構造物が約 3 割、30年以上が約 7 割を占め（図－2.1.2）、的確な維持管理が必要とされる高架橋やトンネル等構造物比率が約95%と非常に高い。また、首都高速道路



図－2.1.1 首都高速道路（2021年 3 月現在）

は、1964年の東京オリンピック開催など社会的要請から建設が急務となった結果、用地買収が必要ない公共用地（道路、河川等）を極力活用して道路を建設しているため、急カーブ区間が多く存在する。

現在、首都高速道路は、1日約100万台の自動車を利用しており、最大断面交通量が約16万台／日である。また、大型車交通量は、東京23区内の地方道の約5倍であり（図-2.1.3）、床版設計の基本となる軸重10トンを超える軸重違反車両の通行も多い。

このため、発見される損傷が年々増加しており、高架橋約240km、約12,000径間のうち、補修を必要とする構造的損傷が発見された径間が約3,500径間もあり、そのうち、疲労き裂が発生した鋼桁は約2,400径間、鋼床版は約500径間、RC床版およびPC・RC桁のひび割れは約1,300径間である。これは、過酷な使用状況にあることと、鋼部材は2002年まで疲労を考慮していないことに起因していると考えられている。

首都高速道路の構造物は、これまでに実施している補修により当面の安全性は確保できているものの、長期にわたって健全に保つ補修費用が将来、飛躍的に増大していくと予想されたことから、これを改善するために更新事業が必要となっている。更新事業では、維持管理上の問題に加え、急カーブ区間での交通事故や都心ジャンクション合流部等ボトルネック箇所の渋滞発生などの機能的な課題の解決も必要とされている。首都高速道路上で発生した事故件数は年間約10,000件で、渋滞損失時間も年間約2,000万台・時に上っているため、更新事業の実施により、これら社会経済活動上の損失の解消も期待されている。

近年の中央環状線、東京外郭環状道路、首都圏中央連絡自動車道を代表とする首都圏道路ネットワーク整備の進展によって、首都高速道路の通行車両が迂回できる状況になりつつあるため、2013年1月15日に「首都高速道路構造物の大規模更新のあり方に関する調査研究委員会」の提言を受けて、首都高速道路の維持管理上の問題と機能的な課題を解消しつつ、首都高速道路構造物を長期にわたって健全に保つための大規模修繕や大規模更新が必要とされた。そのため、2014年11月から首都高速道路(株)は更新事業に本格的に着手し、現在、更新事業を推進している。

2.1.2 更新事業の基本的な考え方

増大する将来の補修費用を低減し、過酷な使用状況にある首都高速道路ネットワークを長期に

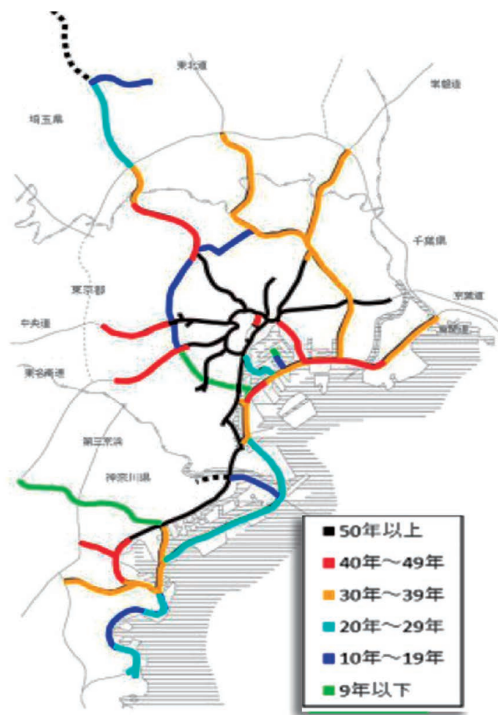


図-2.1.2 開通からの経過年数

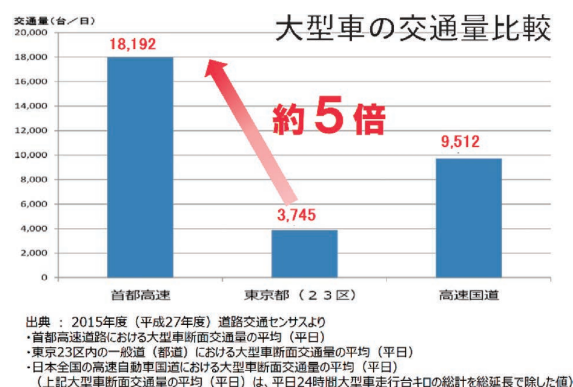


図-2.1.3：大型車交通量の比較

わたって使用するために、首都高速道路の構造物の一部を新たに作り替える工事や新たな損傷の発生を抑制する補強工事などを行う大規模修繕を適切に実施することが必要である。しかし、過酷な使用状況によって複合的な疲労損傷が多数発生しているため、補強が極めて困難な構造物も存在している。また、首都高速道路は1964年の東京オリンピック開催など、社会的要請から建設が急務となり、結果的に維持管理するための空間が狭隘な栈橋構造などの維持管理上の問題や、急カーブ区間における交通事故などの機能的な課題を有する構造物も存在する。これら構造物については、構造物をすべて新たに作り替える大規模更新が必要である。首都高速道路に課せられた社会的役割を踏まえ、単に維持管理するだけでなく、走行安全性の向上、ボトルネックの解消、防災機能の強化など社会的要求への対応も重要であり、大規模修繕では不十分な場合もあるため、ライフサイクルコストやサービスレベル向上などを総合的に評価した上で、大規模更新の実施箇所を選定した。また、大規模更新の実施の際は、首都高速道路の通行止めに伴う一般街路への渋滞など社会的影響が大きいことが懸念されるが、将来の安全、安心を確保するため、大規模更新が必要不可欠であることを社会に周知することも重要とされた。

2.1.3 大規模更新として選定された区間

上記を踏まえ、首都高速道路全線にわたる構造上、維持管理上の問題や損傷状況などを精査して総合的な評価を行い、首都高速道路の大規模更新事業は5区間約9kmが選定されている。また、通常の修繕では致命的な損傷に発展し、通行止めなどが発生するおそれのある箇所についても主要構造全体に対して補修を行う大規模修繕事業も高速4号新宿線など約55kmの区間で選定されている（図-2.1.4）。

2.2 東品川栈橋・鮫洲埋立部更新工事

2.2.1 事業概要

高速1号羽田線（東品川栈橋・鮫洲埋立部）は、1963年の供用後約60年が経過した延長約1.9kmの区間である。東品川栈橋は海上部に建設され、橋桁と海面との空間が狭く、点検・補修が困難なうえ、海水による激しい腐食環境によってコンクリートの剥離や鉄筋腐食など重大な損傷が発生していた（写真-2.2.1）。また、鮫洲埋立部は鋼矢板を用いた仮設同等の埋立て構造であり、鋼矢板の損傷による路面陥没など重大な損傷が発生していた（写真-2.2.2）。更新にあたって、最新の技術的知見および技術基準の適用により更新後の構造物が長期にわたって耐久性能を維持できるように配慮し、維持管理しやすい構造とする工夫を施している。東品川栈橋の更新では、維持管理空間の確保のため、更新後の道路縦断線形を見直して、海面から構造物までの離隔を十分に確保し、路面の高さについては防災面にも配慮して、高潮高さより高く設定している（図-2.2.1、図-2.2.2）。



図-2.1.4 首都高速道路の大規模更新・大規模修繕



写真-2.2.1 東品川棧橋部の損傷状況



写真-2.2.2 鮫洲埋立部の損傷状況



図-2.2.1 東品川鯨洲更新工事 位置図

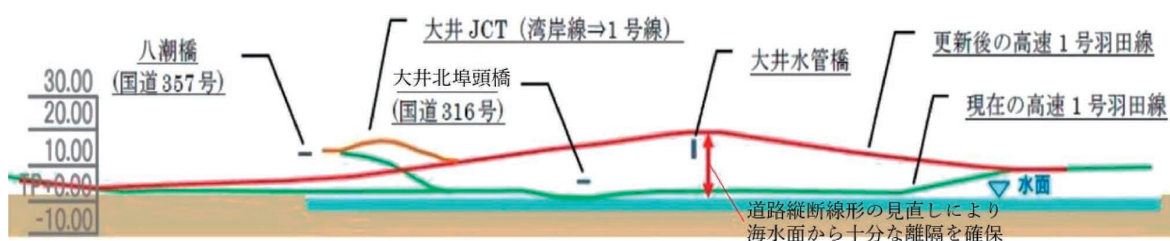


図-2.2.2 東品川鮫洲更新工事 縦断線形図

2.2.2 更新構造

東品川栈橋部の更新構造は、鋼 6 径間連続鈑桁橋 4 橋と鋼 3 径間連続鈑桁橋 1 橋の高架橋を採用した（図-2.2.3）。上部工形式は、主に維持管理性の確保から鈑桁形式とし、さらに維持管理性を向上させる恒久足場を設置する。ゲルバー掛け違い部は従来よりも維持管理空間を確保できる切欠き形状を採用した。また中間横桁への高力ボルト接合の適用など疲労強度の低い溶接継手を減らすことで耐疲労性を向上させている。床版は耐久性や供用性を有し、床版下面コンクリートを目視点検できるプレキャスト PC 床版を採用し、プレキャスト PC 床版の採用で現場作業の省力化や工期短縮を図っている。

図-2.2.3 東品川栈橋部構造

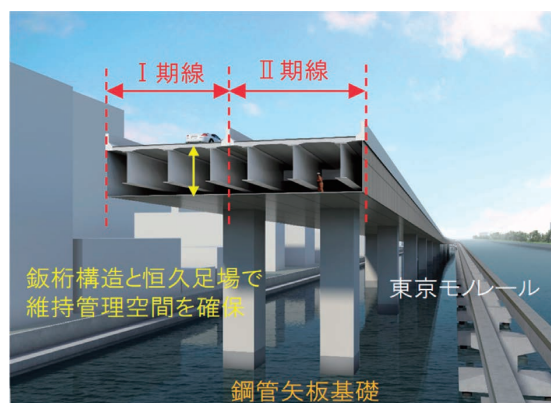


図-2.2.3 東品川栈橋部構造

橋脚構造についても現場作業の省力化を重視して鋼製橋脚を採用している。また、海上部という厳しい腐食環境に対して鋼製橋脚の防食耐久性を向上させるため、海上気中部は合金溶射と重防食塗装の組み合わせ、飛沫帯から海中部は高耐食性ステンレスライニングを適用している。

次に、基礎形式は東京モノレールなど重要構造物への近接施工影響を最小限にすることから基礎寸法を小さくできる柱状体基礎とし、中でも水中施工実績の多さから鋼管矢板基礎を適用した。さらに、後述する施工ステップから高架橋を半断面ずつ施工することになるため、段階的に基礎を一体化できるように上下線一体の基礎構造として構造の合理化を図り、半断面完成時も可能な限り偏心荷重を軽減するように配慮して耐震性能を確保した。

工事段階では、近隣への振動や騒音などの影響に配慮してウォータージェット併用圧入工法で鋼管杭の打設を行っている。

鯨洲埋立部の更新構造は、更新区間外の既設構造物との接続位置が海水面から約 5m の路面高さとなるため、東品川区間と同様の高架構造にした場合、維持管理空間の確保が難しいことから、埋立地へのカルバートボックスの設置という特殊な形式を採用した。埋立地基盤上にリブ付 U 型セグメントを組み立てて、頂版部を PC 合成床版で構築するカルバートボックス構造である（図-2.2.4）。

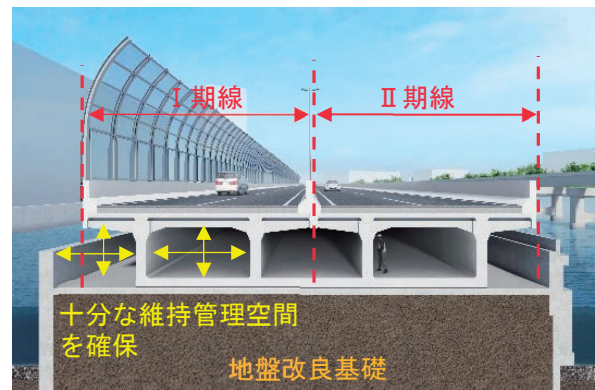


図-2.2.4 鯨洲埋立部構造

プレキャスト部材の採用によって、高品質な工場製作部材の適用による長期耐久性の向上と鉄筋の配筋や型枠の組立てなどの現場作業を少なくする施工効率の向上を図っている。また、U 型セグメントを縦断方向に PC 鋼材で連結して躯体の地震時挙動に応じたプレストレス力を導入し、縦断方向の耐震性能の向上によって長期耐久性を確保している。

躯体は十分な鉄筋のかぶり厚の確保やエポキシ樹脂塗装鉄筋の採用によって、海際という厳しい腐食環境に対応できるようにし、さらにボックス内部の空間確保によって十分な維持管理空間の確保にも配慮している。

2.2.3 施工概要

東品川栈橋・鯨洲埋立部更新工事は、2016年2月の現場着手から約4年後の東京オリンピック2020開催時に既設羽田線を使わずに済むようにすること、工事期間中もう回ルートを確保して1日7万台の重交通を規制しないで工事を行うこと、さらに当該区間に特有の運河に挟まれた細長い作業帯で施工を行うことから、現場作業の効率化が求められたため、う回路を活用して通行止めを回避した上で、急速施工で工事を進める必要があった。

施工ステップとしては、既設羽田線と陸上部の間にう回路を構築して（図-2.2.5 STEP 1）、う回路を暫定上り線として運用する。次に、既設羽田線上り線を撤去して、更新上り線を構築するとともに、既設大井 JCT を撤去する（STEP 2）。完成した更新上り線を暫定下り線として運用して、大井 JCT をう回路へ付け替えて、既設羽田線下り線を撤去しながら更新下り線を構築する（STEP 3）。う回路へ付け替えた大井 JCT をさらに更新上り線へ付け替えて、完成した更新線を供用する（STEP 4）。

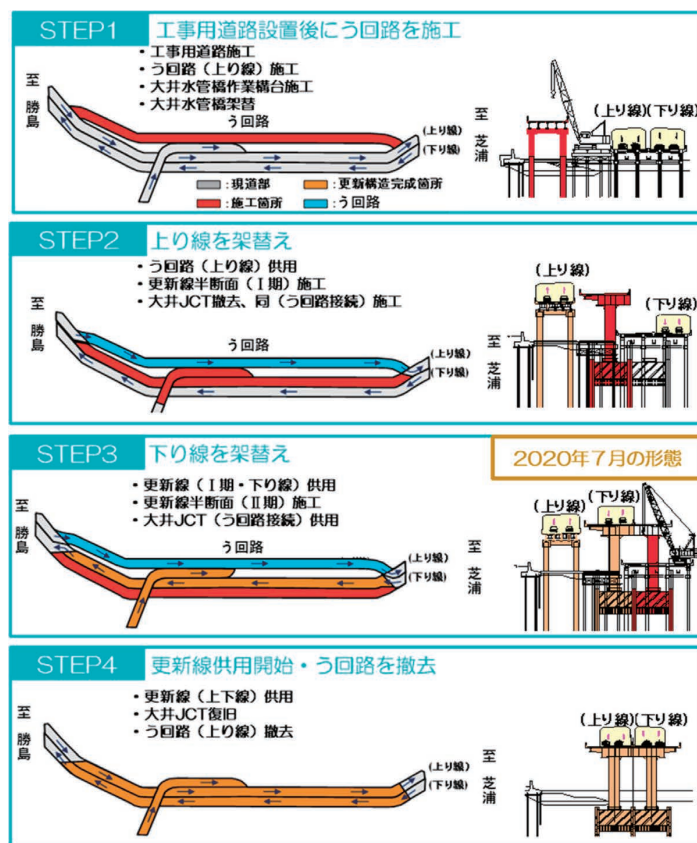


図-2.2.5 更新工事施工ステップ

3. 東品川・鮫洲更新で採用した PC 技術の紹介

3.1 う回路で採用した PC 技術

3.1.1 高耐震性パイルベント橋脚のピアキャップ²⁾

う回路の高架橋については、省力化・高耐久性を実現するプレキャスト部材の採用を検討し、フーチングレス化を図っている。

通常の鋼製橋脚の定着構造ではアンカーフレーム埋設のためにフーチングが必要となり、プレキャスト化が難しい。そこで、フーチングをなくしてピアキャップをプレキャスト化した高耐震性パイルベント橋脚構造を開発している。また、東品川栈橋・鮫洲埋立部の更新工事では、う回路高架下の工事用道路としての活用によって、現場施工性を向上できることから、 2×2 のパイルベント構造とした(図-3.1.1)。

フーチングレスのパイルベント橋脚は、通常単列杭を所定の高さまで立ち上げ、杭頭部を鉄筋コンクリートなどで結合した構造であり、単列杭であるために橋軸方向の剛性が小さく、地震応答変位が大きくなることから、耐震性能の確保が難しい。そこで、橋軸方向へ2列の杭を配置して耐震性能を向上させている。

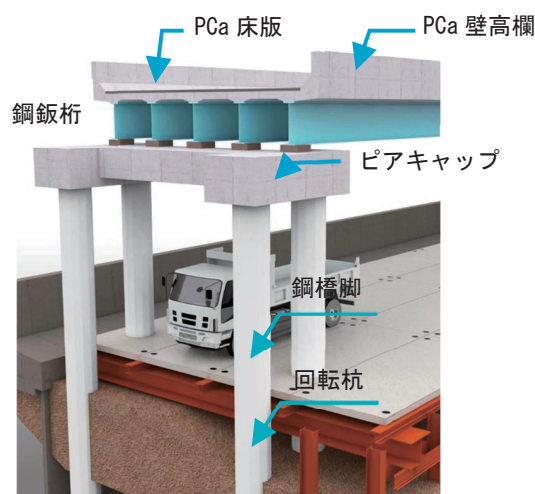
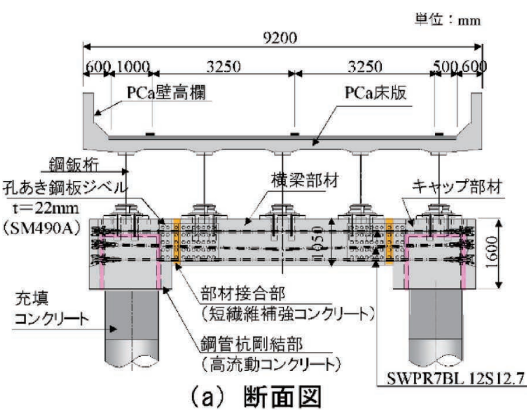


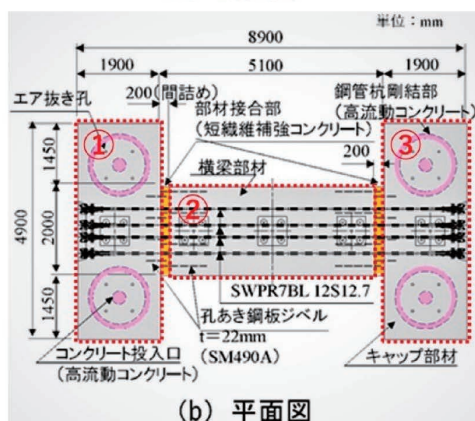
図-3.1.1 高耐震性パイルベント橋脚

杭頭部の結合については、プレキャスト部材を用いたPC構造を採用して横梁高さを小さくし、後の施工で使用する高架下の空間をできるだけ広く確保する。杭体は、現場で支持層地盤に柔軟に継ぎ杭で対応できることや機械式継手を使用できることから、鋼管杭を適用している。また、鋼管杭は左右とも橋軸方向に2列で杭間隔を杭径の2.5倍とし³⁾、これら杭頭部をピアキャップで剛結して幾何学的剛性を高め、耐震性能を向上させる。

ピアキャップのプレキャスト化では、2つのキャップとキャップ同士を連結する横梁ブロックの計3ブロックの分割としている(図-3.1.1.2)。ピアキャップのプレキャスト化にあたり、鋼管杭頭部とキャップの接合構造については、杭頭部に作用する地震時曲げモーメントが大きく、ピアキャップを鉄筋コンクリート構造とした場合は、杭頭部の鉄筋量が配筋できないほど多くなってしまう。また、鋼管杭とキャップの接合部の施工誤差を吸収しながらも曲げ耐力を確保できる構造としなければならないため、鋼管杭とキャップの剛結部にリブ付き二重鋼管接合構造を採用している(図-3.1.1.3)。また、プレキャスト部材と鋼管杭の一体化についてきわめて狭隘な空間へのコンクリートの充填が難しいため、自己充填性ランク1の性能⁴⁾を確保できる高流動コンクリートを採用することとした。

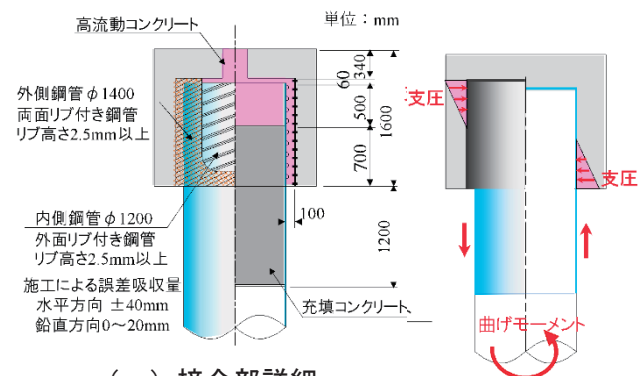


(a) 断面図



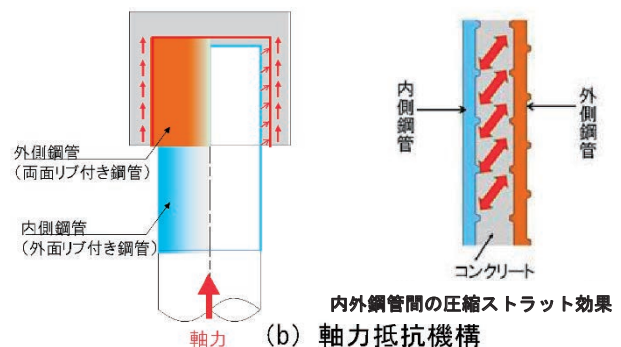
(b) 平面図

図-3.1.1.2 高耐震性パイルベント・ピアキャップ



(a) 接合部詳細

(c) 曲げ抵抗機構



(b) 軸力抵抗機構

図-3.1.1.3 リブ付き二重鋼管接合構造

高耐震性パイルベント橋脚を導入したう回路高架橋は2017年9月に完成し(写真-3.1.1~写真-3.1.2)、その後の工事において、高架下を工事車両動線として活用し、現場作業の効率化へつなげている。



写真-3.1.1 横梁ブロック架設状況



写真-3.1.2 う回路高架部完成状況

3.1.2 大井北埠頭橋部の PC 梁スラブ⁵⁾

う回路の都道316号線（大井北埠頭橋）との交差箇所では、高潮高さより低い位置にう回路を構築することになるため、鋼製部材の腐食回避による耐久性向上を目的として、ひび割れを許容しない PC ラーメン構造を採用している（図-3.1.4）。工程短縮のために PC 桁をプレキャスト化するとともに、床版を PC 板と場所打ちコンクリートの合成床版として型枠の撤去作業を省略した。プレキャスト部材の最大サイズは、現場の架設機械での取り回しやトレーラーでの運搬可能サイズを総合的に考慮し、外桁で幅 2.45m、高さ 1.90m、長さ 4.90m の重量 26.4t までで設計した。また、プレキャスト部材の接合は、部材天端に設置した PC 鋼棒をセンターホールジャッキで引き寄せて（写真-3.1.3）、接続目地のコンクリート打設後に緊張作業を実施した（写真-3.1.4）。

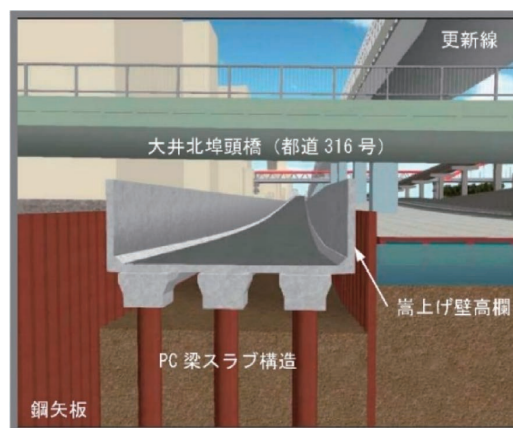


図-3.1.4 大井埠頭橋交差部イメージ



写真-3.1.3 部材の引き寄せ状況

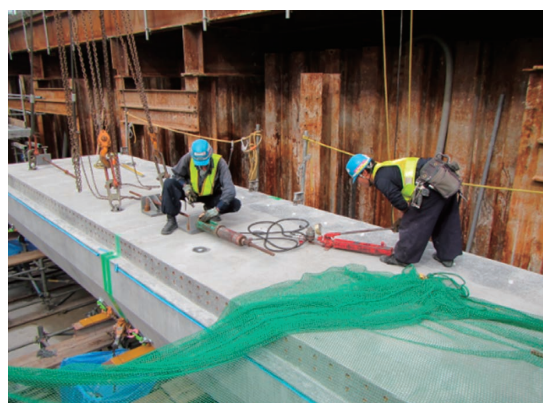


写真-3.1.4 緊張状況

3.1.3 プレテンホロー桁（八潮橋部、鮫洲側接続部）

う回路上空を都道357号線（八潮橋）が交差する箇所は、工事車両の進入路付近だったため、う回路高架下の工事用道路の活用に配慮して桁高を770mm 以下に抑えることとし、支間長 14.2m、桁高 600mm のJIS 桁の3 径間連結床版ホロー桁構造とした（写真－3.1.5）。また、鮫洲側の既設構造との接続部は、撤去性を考慮して既設構造物との接続をせずに路面には伸縮装置（縦目地）を設置した。そのため、走行安全性を考慮し既設橋とう回路橋とのたわみ差を極力減らすために JIS 桁の単純連結床版ホロー桁構造とした。



写真－3.1.5 プレテンホロー桁架設

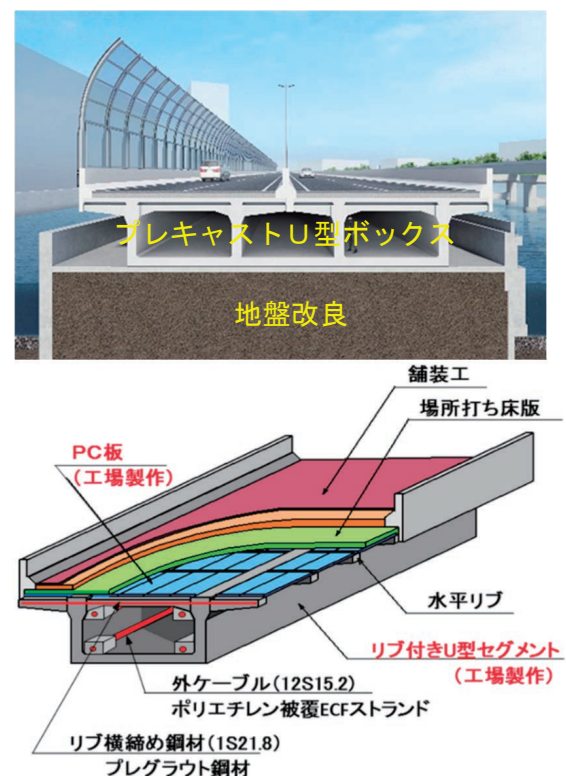
3.2 更新線で採用した PC 技術

3.2.1 鮫洲埋立部のボックスカルバート構造⁶⁾

鮫洲埋立部は延長約 500m の区間で、1963年の供用時は鋼矢板による控え矢板式構造で、長年の使用により土中内部のタイロッドの腐食が進行したため、一部ではタイロッド破断等損傷が顕著となって、鋼矢板が海側にはらみ、路面にひび割れや陥没が発生していた。道路の安全性・供用性を確保するため、応急補修としてグラウンドアンカー設置による鋼矢板変状の抑制を図ったが、長期耐久性や維持管理性に課題が残るため、更新にあたっては、維持管理性の確保のために高潮高さを考慮しつつ、維持管理空間の確保を目的として、盛土構造である現地盤を地盤改良により安定した基礎地盤とし、その上にプレキャスト U 型ボックスを構築する函体嵩上げ構造を採用している（図－3.2.1）。

函体嵩上げ構造についてプレキャスト部材の採用により、鉄筋・型枠工事等現場作業の縮減による工程短縮を図り、高品質なプレキャスト部材により高耐久性を確保している。函体構築はⅠ期線とⅡ期線を分割した半断面施工となるため、半断面施工に対応した部材形状とし、完成形は上床版と底版を連結して上下線一体の3ボックス構造としている。また、プレキャスト部材を縦断方向に PC 鋼材で連結して地震時挙動に応じた緊張力を函体に導入した（図－3.2.2）。

函体は十分な鉄筋のかぶり厚の確保やエポキシ被覆鉄筋の採用によって厳しい塩害環境での長期耐久性を確保している。また、ボックス内部の空間確保や維持管理孔の設置によってボックス内部の維持管理性を確保する構造とした。



図－3.2.1 プレキャストU型ボックス構造

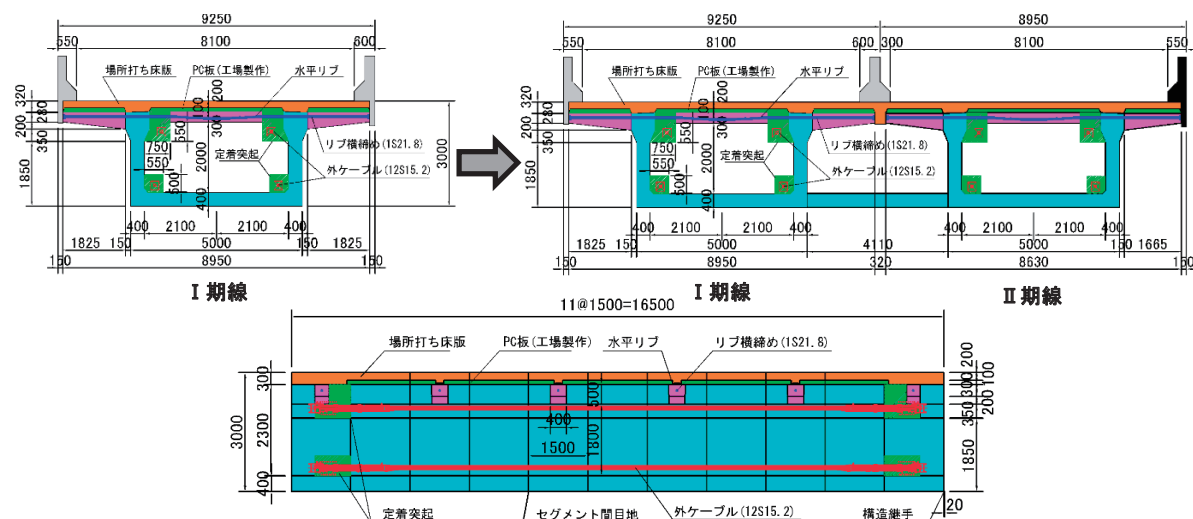


図-3.2.2 プレキャストU型ボックスの半断面施工・縦断方向のPC連結

リブ付きPC合成床版の設計は、道路橋床版構造として立体FEM解析(図-3.2.3)により設計した。ボックス軸方向はリブ支間で支持されたPC板が構造的に連続しているため、PC板上面に設けた凹凸により場所打ちコンクリートとPC板を一体化したPC合成床版として、ボックス軸直角方向はPC板が連続しないため、PC板の合成を考慮しない場所打ちコンクリート床版として、それぞれ設計している。カルバートの横断方向地震時照査は、道路橋示方書に示される地震動を用いて1次元地盤地震応答解析により地盤改良を考慮した引き戻し波を作成し、函体重心位置の応答加速度から設計水平震度を設定した。また、縦断方向照査では、函体の地震時挙動が地盤変位に支配されると考え共同溝設計指針に基づく応答変位法により耐震設計を実施した。なお、縦断方向PC鋼材による連結はL1地震時に目開き損傷が生じない程度の緊張力を導入した(写真-3.2.1)。

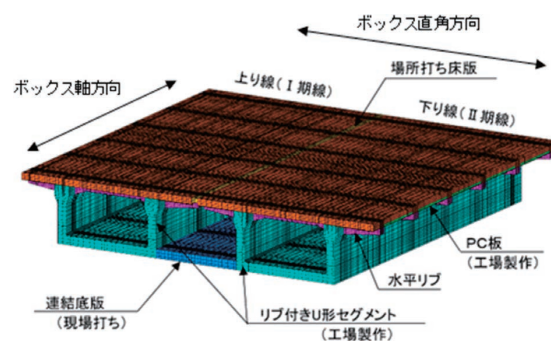


図-3.2.3 リブ付きPC合成床版FEMモデル



写真-3.2.1 縦断方向PC連結

函体1ブロックは1.5mのセグメント11基で構成している。セグメント1基の長さは輸送制限から、連結する1ブロックの長さは道路土工指針⁷⁾の標準仕様(1ブロックは10~15m)を参考に、それぞれの長さを決定した。また、プレキャストU型ボックスは狭隘な作業空間での現地設置となるため、アタッチメントを工夫したフォークリフトを開発し、据え付けを行っている(写真-3.2.2、図-3.2.4)。なお、プレキャストU型ボックス構造に対する支持力や安定性の確保、さらに既設鋼矢板護岸への土圧軽減を目的として、鋼矢板護岸の背面のボックス構造下

の地盤をセメント系材料で地盤改良を実施し、地盤を自立させて既設鋼矢板や補強グラウンドアンカーに土圧が作用しない状態として長期耐久性を確保した。



写真-3.2.2 フォークリフトでの吊上げ

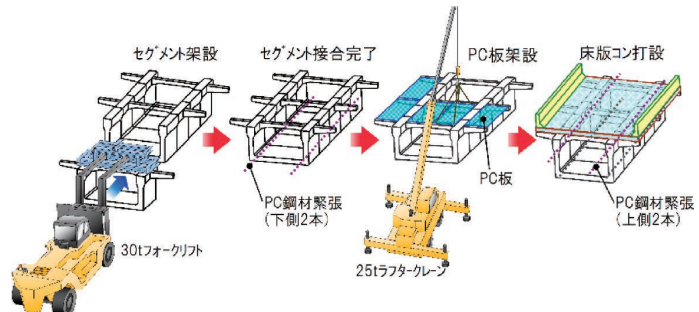


図-3.2.4 U型ボックスの構築ステップ

4. まとめ

今回、首都高速道路で進めている大規模更新事業のうち、東品川栈橋・鮫洲埋立部更新工事で適用している PC 技術の活用事例を紹介した。構造物更新にあたっては、最新の技術動向を把握することに加え、これまでの建設および維持管理で得られた知見等を更新計画にフィードバックし、更新後の構造物については、将来の維持管理性への配慮と、さらなる長寿命化の実現を目指すことが重要である。

更新事業への取組みを通して、われわれ技術者には更なる高度な技術力が求められている。今回紹介した事例が、将来にわたって持続可能な PC 技術の開発の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 磯部龍太郎：首都高速道路における大規模更新事業について、プレストレストコンクリート Vol. 59、No. 2、2017年
- 2) 溝口孝夫、伊原茂：プレキャストピアキャップを有する高耐震性パイルベント橋脚構造、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、2020年
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 12.3杭の配列、平成24年 3 月
- 4) 土木学会：コンクリートライブラリー136、高流動コンクリートの配合設計・施工指針
- 5) 堀田尚史、濱崎景太、釘宮晃一、富永高行：高速 1 号羽田線（東品川栈橋・鮫洲埋立部）更新工事－積極的なプレキャスト化による回路急速施工－、プレストレストコンクリート Vol. 60 No. 5、2018年
- 6) 谷口博胤、富山茂樹、小島直之、田原大地：盛土構造の更新に橋梁技術を適用した函体工事報告、プレストレストコンクリート Vol. 62 No. 5、2020年
- 7) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針 5-7場所打ちボックスカルバートの設計、平成22年 3 月

鉄道150周年と PC 構造 —今とこれから—

(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	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

2022（令和4）年は、新橋・横浜間の約29kmに、日本で初めて鉄道が開通した1872（明治5）年から150年目の節目の年である。鉄道土木の歴史は日本の近代土木の歴史と言っても過言ではなく、鉄道建設の開始当初から国内外における当時最新の土木技術を取り込みながら発展してきた。現在も残る全国の幹線網の殆どは明治期に建設されたと言われ¹⁻¹⁾、一部の構造物は、当時のまま、もしくは一部改良や補修・補強をされて現在に残っている。鉄道構造物の建設は図-1.1に示すとおり、明治・大正期の1次ピークと戦後の高度経済成長期に建設された2次ピークが存在しており、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。一方で、国土強靱化、ネットワークの強化、モーダルシフトによるCO₂の削減などを目的に整備新幹線事業や都市鉄道の利便増進事業などで、鉄道新線の建設も行われており、これら両者において、プレストレストコンクリート（以下、PC）は、必要不可欠な構造となっている。本稿では鉄道構造物の変遷を紹介するとともに、現在の鉄道におけるPC構造の新設、改良工事、およびこれから主流となる維持管理について紹介する。

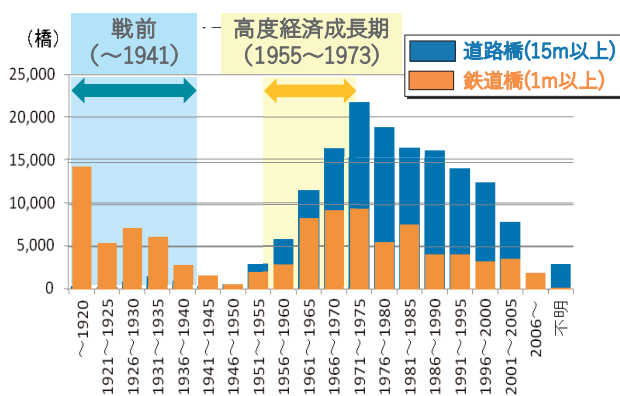


図-1.1 橋梁の建設数

2. 鉄道150年の構造形式

2.1 鉄道土木黎明期

1872年に開業した日本最初の鉄道である新橋（現在の汐留）・横浜（現在の桜木町）間は、イギリスからのお雇い外国人であるエドモンド・モレルを初代鉄道兼電信建築師長に任命して建設された。イギリス本国から約50年遅れで開通した日本の鉄道は海外の技術を受け入れるところから始まった。約29kmのほとんどは土構造として構築され、田町～品川付近ではすでに市街地であった都心部を避けるように海中築堤をして軌道を敷設されており、近年になってその遺構（高輪築堤）が発見された。そのほか、多摩川には六郷川橋梁が木橋として建設されていたが、

1877年と開業後比較的時間もない時期にこの路線は複線化され、木橋はイギリスから購入した鋼橋へと置き換わることとなる。当時の鋼橋はトラス橋であり、外国からある程度の規格品を購入して現地に架設されていた。

近代化の代名詞と言える鉄道建設は、1889年に新橋・神戸間の東海道線が開通したが、1880年代から1890年代にかけては、民間資本による鉄道建設が盛んに行われるようになり、全国各地で急速に鉄道網が拡大していくこととなる。その先駆けとして、日本鉄道会社が設立され、国の手厚い保護や援助を受けながら上野・青森間の東北本線は1891年に全線開通している。都心の鉄道空白地帯となった新橋・上野間は、すでに都市化が進み、既存道路を分断することがないように高架橋として建設された。南側から建設が進み1914年には新橋・中央停車場（現在の東京駅）間が開業し、1925年には東京・上野間が完成したことで、既に完成していた西側の路線と接続され環状線が成立したこととなる。計画から完成まで時間を要した新橋・上野間のうち、先行した新橋・東京駅間では煉瓦造のアーチ式高架が採用されている（写真－2.1）。この煉瓦造の姿は現在でも見ることができ、関東大震災を経ても大きな損傷なく生き残るほど安全性に富む構造であったと言える。一方で1920年から1925年にかけて建設された後発の東京・上野間は、材料が煉瓦からコンクリートへと転換され始めた黎明期であり、とくに都市部における道路交通への支障を避ける目的で選定されてきた高架橋という新しい形式に鉄筋コンクリートが用いられるようになり始めた時期である。この線区には地盤の良し悪しに応じて、RCの桁式高架橋や3径間連続のスラブ式高架橋が建設された。その後、昭和に入ってから、経済性、耐震性および高架下空間利用の優位性から、RCラーメン高架橋の需要がさらに高まり、現在に至るまで景観性や施工性、走行安全性、乗り心地性など時代に即したさまざまな視点から形式や部材の改良が加えられわが国独自の発展を遂げている。



写真－2.1 煉瓦アーチ構造

高架橋が煉瓦造からRC造へ変遷を辿る一方で、長大橋は鋼橋の独壇場であった。鉄道は早くから標準化を進めており、トラス橋も外国で設計された標準桁が準備されていた。このような標準桁を用いる構造計画手法は現在にまで受け継がれている点に興味深い。鋼橋の部材は、おおよそ19世紀まではイギリス製、世紀を過ぎ1910年頃まではアメリカ製のものを購入し現地に架けてきたが、1908年に鉄道院が発足し、1912年に鋼鉄道橋設計示方書が公布されてからは日本人設計、日本製造のトラス橋が増えていくこととなる²⁻¹⁾。

2.2 戦後の復興と高度経済成長前期—初期の鉄道PC構造—

戦時中に荒廃した国内の経済活動が落ち着き、1950年代後期からは高度経済成長期を迎えることとなった。好調な経済に伴う輸送人員増大に対応すべく、老朽化した施設の取り換え、鉄道路線の電化、新幹線建設などが推進され、鉄道は第2次建設ブームとなった。

PC構造に着目すると、1953年に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（写真－2.2）が完成し、大阪駅構内にスパン4.9mのポストテンション方式PC桁、5.0mのプレテンション方式PC桁が初めて鉄道橋として架設されている。1954年には、日



写真-2.2 東京駅ホーム桁（撤去後）



写真-2.3 第一大戸川橋梁

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支間 30m の単線用 PC 桁である第一大戸川橋梁²⁻²⁾（写真-2.3）が建設された。この第一大戸川橋梁は、現信楽高原鐵道にて現在も供用中であり、2021年 8 月には国の重要文化財に指定されている。また、橋梁以外においても、1951年には初の PC まくらぎが敷設され²⁻³⁾、1954年には鉄道初の PC 建築である浜松町駅プラットホーム上屋が建築されるなど、多方面で PC 構造が活用され始めた。

2.3 新幹線建設と PC 橋の台頭

世界初の高速鉄道となる東海道新幹線は1959年に着工し、1964年10月に開通した路線（東京・新大阪間の 515.4km）である。一般区間には現地の条件に合わせて標準設計された RC ラーメン高架橋や RC 単純桁が多用されている。PC 桁は現場打ちコンクリートが困難な箇所や桁高が制限される箇所で用いられ、約400連が架設された。代表的な PC 橋としては、写真-2.4に示す 3 × 42m の連続 PC 桁を 3 連並べた矢作川橋梁（橋長 378m）がある。当時でも未だ長スパンの橋梁は鋼桁が主流であり、標準的な鋼トラス構造として、富士川橋梁（写真-2.5）でも採用された 3 × 60m の 3 径間連続ワーレントラスが各地に架設されている。そのほか、国道のような広幅員の道路を跨ぐため架設方法に留意が必要な箇所や、景観への配慮が必要な箇所には、馬込架道橋、第 2 六番町架道橋（ともに支間 85.2m）などのような単純鋼ローゼ橋が架設された²⁻⁴⁾。

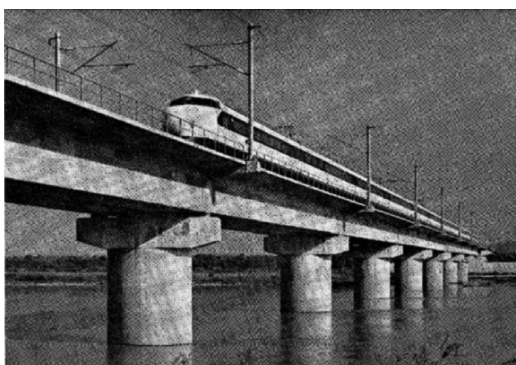
写真-2.4 矢作川橋梁²⁻⁵⁾

写真-2.5 富士川橋梁

東海道新幹線開業後まもなく、沿線の騒音問題が表面化することとなった。産まれて間もない PC 構造の研究および技術開発が進んだことも相まって、山陽新幹線（新大阪・岡山間；1972年開業）、（岡山・博多間；1975年開業）では、それまで鋼橋が採用されていたスパンにおいても

PC 桁が架設されるようになった。1962年には JR 北上線の鷲ノ巣川橋梁（ $24\text{m} + 44\text{m} + 24\text{m}$ ）で国内初の鉄道における張出し工法による架設の実績もあり、急速施工および騒音対策として、山陽新幹線の加古川橋梁（ $3 \times 56\text{m}$ の 2 連）では、プレキャスト（以下、PCa）ブロックを用いた張出し工法が採用された。PC 桁の長大化、連続桁化が進んだこの時期には、それを実現するためにダンパーストッパーが本格導入されている。PC 連続桁は鋼桁のように連続桁の地震時慣性力を鋼桁のように 1 点固定で負担するには桁重量が重すぎるため、分散支持する必要があった。温度変化などの常時の移動には抵抗することなく、地震時には固定となり分散支持が可能となるダンパーストッパーは、現在にまで受け継がれる技術である。以降、鋼橋に代わって支間 100m を超える PC 桁を建設することが至上命題となり発展していく。

PC 橋で初めてスパンが 100m を超えたのは、写真-2.7に示す1975年に完成した東北新幹線の第二阿武隈川橋梁（ $5 \times 105\text{m}$ ）で、その後1978年に完成した上越新幹線（大宮・新潟間）の太田川橋梁（3 径間連続 PC 箱桁橋： $56\text{m} + 110\text{m} + 56\text{m}$ ）（写真-2.8）、吾妻川橋梁（2 径間連続 PC 箱桁ラーメン橋： $2 \times 110\text{m}$ ）などスパン 100m 超の PC 橋が量産される時代に突入する。



写真-2.7 第二阿武隈川橋梁



写真-2.8 太田川橋梁

2.4 PC 橋の更なる長大化と多様化

(1) 斜張橋・斜版橋・エクストラードズド橋

都市と都市を接続する鉄道という宿命に加えて、鉄道では線形上の制約が大きいことから道水路などの既存施設と薄い角度で交差せざるを得ないことが多い。そのため、近年では長大橋の採用が増えている。長スパン PC 橋梁としてとして代表的な斜張橋に着目すると、国内の鉄道で最初に採用されたのは、写真-2.9に示す1979年に完成した久慈線（現北リアス線）の小本川橋梁（ $45.7\text{m} + 85\text{m} + 45.7\text{m}$ ）である。単線用 3 径間連続の PC 斜張橋である小本川橋梁は、小本川河口付近であること、大きな活荷重に対したわみを制限値以下とすること、疲労の影響などを加味した結果、経済性、耐久性、維持管理性に優れる PC 部材の斜材としたようである。同構造は、JR 田沢湖線の第一玉川橋梁（1996）、JR 根室本線の西 3 条架道橋（1996）、JR 学園都市線の新牛朱別川橋梁（1997）などで採用されるが、以降は後述するエクストラードズド橋の採用に代えられていく。



写真-2.9 小本川橋梁

コンクリート被覆されていない鋼材による国内唯一の斜張橋は、写真-2.10に示す1996年に完

成した北陸新幹線（高崎・長野間）第二千曲川橋梁（ $2 \times 135\text{m}$ ）である。第二千曲川橋梁は一級河川千曲川と約40度と浅い角度で交差し、桁高制限を満足する構造として採用された。鉄道におけるPC橋の長大化は、活荷重による疲労とたわみとの闘いの歴史でもある。第二千曲川橋梁でも建設時点で鉄道の最長スパンの斜張橋を新幹線が走行するため、構造物と列車の動的相互作用を表現できるプログラムにより走行安全性および乗り心地性を検討している。斜材主塔側定着部は貫通サドル方式とし、使用限界時の斜材の応力度の制限値を $0.4f_{pu}$ としたが、これは現在までの新幹線エクストラード橋に踏襲されている。

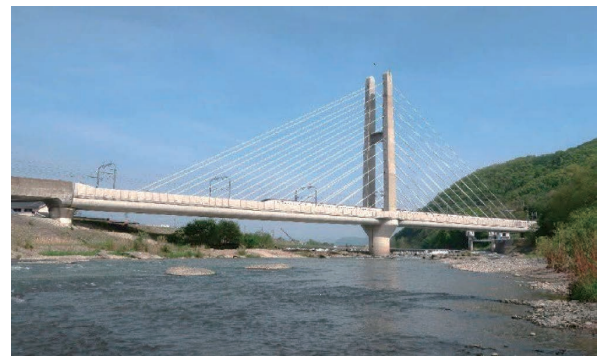


写真-2.10 第二千曲川橋梁

斜版橋は、桁高制限が厳しく、下路形式、中路形式で採用されることが多い。初の斜版橋形式が採用されたJR東北本線の名取川橋梁は、既存の下路トラス橋からの改築工事として1996年にPC下路形式の斜版橋形式で建設された。斜版橋は斜張橋のような吊り形式よりも、主ケーブルを大偏心させたPC桁としての傾向が強く、この偏心部も斜材がコンクリートで被覆されていることから、騒音・振動に対して有利であるほか、PC部材としての斜版部は斜材ケーブルのみに比べて鋼材の応力変動幅を小さく抑えることができ、使用限界時の応力度の制限値を $0.7f_{pu}$ まで緩和することができた。新幹線でも2002年に九州新幹線（新八代・鹿児島中央間）の川内川橋梁（ $77.5\text{m} + 68.5\text{m} + 96\text{m} + 96\text{m}$ ）（写真-2.11）で下路形式+中路形式の斜版橋が採用されたほか、JR吾妻線の第二吾妻川橋梁（ $111.5\text{m} + 167\text{m} + 111.5\text{m}$ ）（写真-2.12）で鉄道斜版橋の最長スパンを記録している。



写真-2.11 川内川橋梁



写真-2.12 第二吾妻川橋梁



写真-2.13 屋代架道橋



写真-2.14 三内丸山架道橋

鉄道におけるエクストラードード橋は、1996年に北陸新幹線（高崎・長野間）の屋代架道橋（南、北）（65m+105m+105m+65m、55m+90m+55m）で初めて採用された構造形式である。斜版橋と同様に主ケーブルを大偏心させたPC桁であり、現在では長大PC橋で最も採用されている。斜版橋に比べて、斜材がケーブルのみであるため、景観性に優れる利点があるが、斜材や桁の温度変化による影響や活荷重たわみによる変形は綿密な検討が必要である。現在完成している中で最長スパンは、東北新幹線（八戸・新青森間）の三内丸山架道橋（75m+150m+150m+75m）である。

図-2.1に示すように、近年ではスパン100mを超えるPC橋が増えてきており、今後も長大PC橋の建設は続くと思われる。

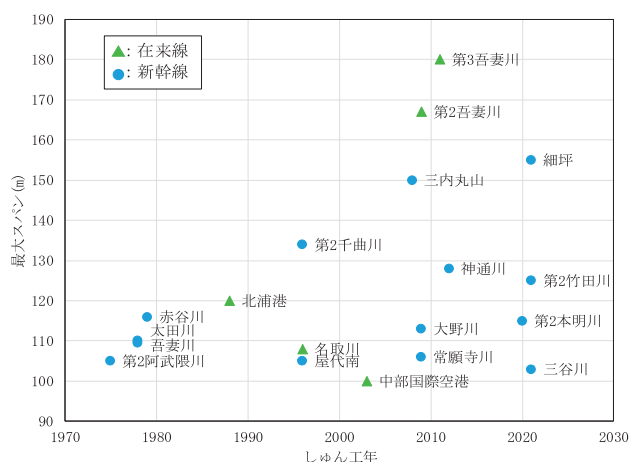


図-2.1 鉄道における 100m 超 PC 桁の建設年

(2) 標準設計における PC 桁

前述のとおり鉄道では古くから構造物の標準化を行っており、東海道新幹線においても、構造物設計のコンセプトを「3S」(Standard, Simple, Smart)とされ²⁻⁶⁾建設が推進された。この思想は現在における整備新幹線にも踏襲されており、PC橋の適用方針は、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PCT形桁またはPCU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している。

標準桁は適用頻度が高く、その分経済性を求められることから、従来では写真-2.15のようなPCI形桁とされてきた。主桁に下フランジを設けることで、支間中央ではケーブルを水平方向に並列して配置できるため、ケーブルの偏心量を確保することができるメリットがある。しかしながら、バブル期になると、建設従事者の減少、現場における優良技能者の減少が叫ばれ、下フランジ部のコンクリートの不具合が確認された。よりSimpleな構造が求められた結果、北陸新幹線（高崎・長野間）では、それらを払拭すべく、標準PC桁の形状をI形から写真-2.16のような下フランジの無いT形へ変更し、尚且つPPC構造とすることで、ケーブルを減らし、経済性



写真-2.15 PCI形標準形状



写真-2.16 PCT形標準形状

を損なうことなく施工性を向上することができた。なお、この PPC 桁採用の大きな要因として、ケーブル緊張力が低減できるため、クリープによる長期変形が抑制され、厳密な管理が必要な高速鉄道の軌道を支持するには適していると考えられたことが大きい。

現在建設中の九州新幹線（西九州）、北陸新幹線（金沢・敦賀間）においては、少子高齢化が進み、さらに建設技能者の減少が問題となったことから、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が発注された。北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）では、さらに生産性向上に取り組むため、一部の桁長で PCa セグメントの PCU 形桁を標準としている。PCU の形状は PCa 部材の運搬・架設に有利なほか、主桁がスラブのほぼ全面に均等に配置されるため、更なる高速化を目指すために必要となる防音壁の嵩上対策としても有利となる。また、PCa 構造では、工場でのストックが可能のため、厳冬期における事業進捗に一役買うことが期待されている。

3. 新設される PC 橋

現在、架替えを除き、新規に建設される主な鉄道構造物は整備新幹線事業と連立立体交差事業である。本章では、鉄道の新設 PC 橋について、近年開業を控えている九州新幹線（西九州）、北陸新幹線（金沢・敦賀間）に着目して紹介する。

3.1 九州新幹線（西九州ルート）

3.1.1 路線概要

九州新幹線（西九州ルート）は、武雄温泉駅から長崎駅に至る工事延長約 67km の区間である（図－3.1）。

このうち、武雄温泉・諫早間は、平成20年3月に新幹線鉄道規格新線（スーパー特急）として工事着手し、その後、平成24年6月に既着工区間である武雄温泉・諫早間も含めた武雄温泉・長崎間の全線が新幹線フル規格として認可され、武雄温泉・長崎間を新幹線として2022年9月23日の開業を目指して整備している。博多駅から武雄温泉駅まで在来線特急との乗り換えは、同一ホーム乗換（リレー方式）による運行が計画されている。途中駅として、嬉野温泉駅、新大村駅、諫早駅が設けられ、新大村駅の近傍に車両基地が設けられる。



図－3.1 九州新幹線（西九州）路線概要図

3.1.2 九州新幹線（武雄温泉・長崎間）の主な PC 橋梁

九州新幹線（武雄温泉・長崎間）の主な PC 橋を表－3.1に示す。

表－3.1 九州新幹線（武雄温泉・長崎間）主な PC 橋梁

橋梁名	橋長 (m)	スパン割 (m)	構造形式
彼杵川橋梁	110	60+50	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
彼杵川高架橋	120	60+60	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
中尾川橋梁	120	60+60	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
千綿川橋梁	213	42+58+69+44	4 径間連続ラーメン箱形桁橋
変配川橋梁	142	71+71	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
よし川橋梁	140	70+70	2 径間連続馬桁一体型箱桁橋
郡川橋梁	164	64.5+64.5+35	2 径間連続ラーメン箱形桁橋 + PCT
第 2 本明川橋梁	265	75+115+75	3 径間連続箱形桁橋
東大川橋梁	150	40+70+40	3 径間連続ラーメン箱形桁橋
原種架道橋	30	30	GRS 一体 PC 橋梁
八郎川橋梁	190	60+80+50	3 径間連続ラーメン箱形桁橋

(1) 千綿川橋梁³⁻¹⁾

千綿川橋梁は、長崎県東彼杵郡にある両側をトンネルに挟まれた短い明かり区間（以下、まばたき区間）、約 400m で二級河川千綿川および県道などと交差する橋梁である。

当橋梁は、前後のトンネルを越えた先のまばたき区間における河川の交差空頭を確保するために縦断線形を上げる必要があったが、整備新幹線の縦断線形上の制約があることから、勾配を下げる事が出来ず、最大橋脚高が $H=35.9\text{m}$ の 4 径間連続ラーメン箱桁橋となることとなった。 $H=35.9\text{m}$ の橋脚は整備新幹線で最高である。

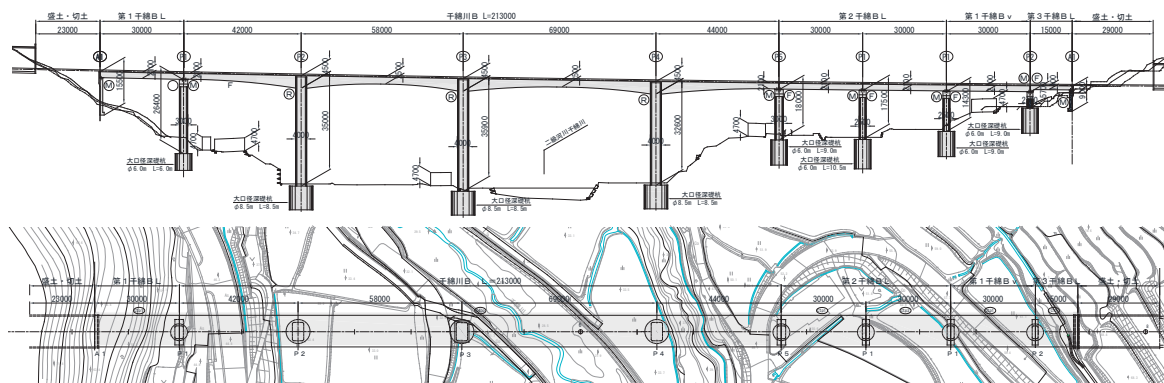


図-3.2 千綿川橋梁



写真-3.1 完成した千綿川橋梁全景

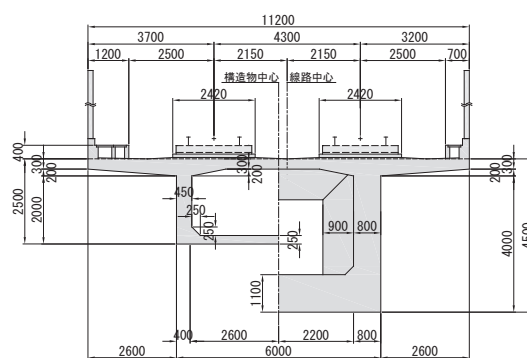


図-3.3 千綿川橋梁断面図

渡河部である中央径間が短くなるように 60m のスパンで橋脚を配置し、張出し架設を行うことで検討した結果、脚高が高くなる起点側の橋脚までをラーメン化する 4 径間連続箱桁案が最も経済性に優れる結果となった。側径間となる P1 および P5 橋脚の閉合は橋脚高が高いことから吊支保工による施工が一般的であるが、交差する県道および市道への第三者被害の可能性を最小限にするため、設計段階から移動作業車による閉合とした。その結果、P2 および P4 橋脚からの張出し長が伸びるため、中間の P3 橋脚からの張出し長が短くなり、閉合箇所が支間中央から P3 橋脚寄りとなった。

(2) 第 2 本明川橋梁³⁻²⁾

架橋位置起点側は、2 本の市道と交差し、中央径間で 1 級河川の本明川および河川管理用通路と浅い角度で交差する。また、縦断線形が低いことに加えて起点側では民家も近接しており、構造計画においては騒音振動や景観性にも配慮する必要があった。

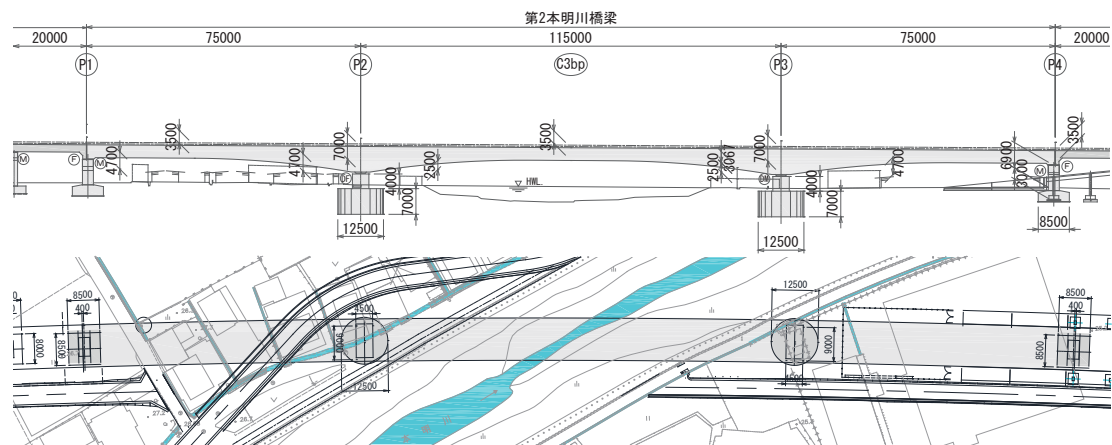


図-3.4 第2本明川橋梁



写真-3.2 第2本明川橋梁

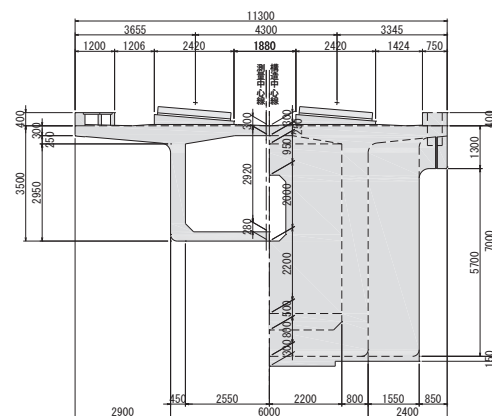


図-3.5 第2本明川橋梁主桁断面

河川協議の結果、河川内への橋脚は設置できなかったことから、渡河部は支間 115m 以上の長大橋となった。下路単純トラス橋との比較も行ったが、騒音・振動の懸念から PC 箱桁案を採用した。また、少しでも中央支間を短くするため、市道は切り回しを行い河川管理用通路脇に橋脚を配置し、中央支間を 115m とした。これは整備新幹線のラーメン化していない PC 箱桁橋最長支間である。長大橋であるため、支承および落橋防止としての鋼角ストッパーが非常に大きくなることから、ラーメン化の検討を行ったが、ラーメン化した場合の固定支間長に対して橋脚が低く、構造の成立が困難であったため桁橋とした。

(3) 原種架道橋³⁻³⁾

GRS 一体橋梁²⁻⁴⁾ は、橋台壁と桁・床版を剛構造とし、それにセメント改良アプローチブロックをジオテキスタイルを介して一体化した構造形式である (図-3.6)。GRS 一体橋梁は、耐震性に優れ、単純桁橋梁に比べて交通荷重に対するたわみを小さくすることができ、背面をジオテキスタイルで補強された盛土で構築することで、背面地盤の沈下を防止することができる。ま

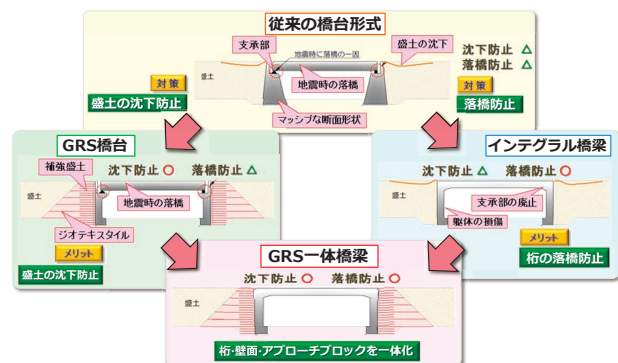


図-3.6 GRS 一体橋梁概念図

た、支承が不要となることから、維持管理を含めたトータルコストの縮減も利点の一つであり、北海道新幹線（新青森・新函館北斗間）の中学校線架道橋で上部を $L=12\text{m}$ の RC スラブ構造として初めて採用して以来、三陸鉄道の復旧工事では上部を SRC 構造²⁻⁵⁾ とするなど実績を残してきた構造である。

九州新幹線（武雄温泉・長崎間）の原種架道橋区間は、写真－3.3に示すように、短いトンネルが連続するまばたき 70m 区間の谷間において、当時、建設中の高規格道路と延長 30m、幅 11.3m で交差する。起点側、終点側共に土工区間であり、桁と橋台からなる橋梁となることから GRS 一体橋梁を採用することとしたが、スパンが 30m 程度となり既存の RC スラブ構造では構造が成立しないことから、上部工に PC 桁を用いることとした。

PC 桁の採用にあたっては、それまでの RC スラブ構造とは異なり、PC 特有のクリープによる長期挙動の予測が課題であったことから、PC ケーブル、鉄筋、コンクリートひずみ、温度などを計測しつつ、解析による結果の比較を行っている。

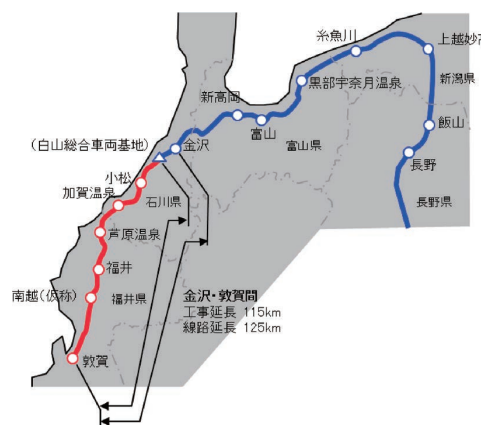


写真－3.3 原種架道橋

3.2 北陸新幹線（金沢・敦賀間）

3.2.1 路線概要

北陸新幹線（金沢・敦賀間）は、2011年3月に開業した北陸新幹線（長野・金沢間）の延伸区間として、2012年に着工した延長約 125km の路線である。途中駅として小松駅、加賀温泉駅、芦原温泉駅、福井駅、南越（仮称）駅の5駅が設けられ、工区終点の敦賀駅付近には車両基地が設けられる。沿線はすべて降雪地域であり、貯雪型、散水消雪型の雪害対策を効果的に配置している。貯雪型区間においては、貯雪スペース確保のために軌道下の路盤鉄筋コンクリートが高くなるため、一部の桁では路盤鉄筋コンクリートを構造部材として考慮することで合理的な設計を行っているものもある。



図－3.7 北陸新幹線（金沢・敦賀間）
路線概要図

3.2.2 主な PC 橋梁

北陸新幹線（金沢・敦賀間）の主な PC 橋を表-3.2に示す。

(1) 手取川橋梁³⁻⁴⁾

手取川橋梁は、石川県川北町で一級河川手取川を渡河する全長 558m の 3 径間 (76.0+82.0+76.0) + 4 径間 (79.0+83.0+83.0+79.0) の PC 連続ラーメン箱桁橋である。堤外地側橋脚は、基準径間長と阻害率および張出し架設に有利なスパン割とし、端部橋脚は堤内側 2H ルールにより決定した位置に配置した。河川内に掛け違い橋脚を配置することとなったのは、7 径間連続 PC 箱桁の検討を行ったが、固定支間長に対し橋脚高が低く 7 径間の連続ラーメン化が成立しなかったからである。

鉄道では列車の走行安全性や乗り心地を確保するために軌道の変位を管理・保守している。整備新幹線の場合においては、一般的に 40m 弦高低（軌道整備にて計測する 40m 離れた任意の 2 点を結んだ弦と、2 点間の中心位置のたわみとの高低差）を 7mm 以下とすることを整備目標としている。P4 橋脚上のかげ違い部においては、この 7mm の制限値を満足できなかったため、中間支点部のように桁端に向かって桁高を上げることとしたが、桁剛性向上に付随して、2 連の桁の景観上の連続性が向上することとなった。

表-3.2 北陸新幹線（金沢・敦賀間）の主な PC 橋梁

	橋梁名	橋長 (m)	スパン割 (m)	構造形式
石川県	手取川橋梁	558	76.0+82+76 79+83+83+79	3 径間連続ラーメン箱形桁橋 4 径間連続ラーメン箱形桁橋
	梅田架道橋	110	55+55	2 径間連続箱形桁橋
	梯川橋梁	203	101.5+101.5	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
	前川橋梁	116	58+58	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
	動橋川橋梁	138	66+72	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
	八日市川橋梁	190	49+92+49	3 径間連続箱形桁橋
	大聖寺川橋梁	290	60+85+85+60	4 径間連続ラーメン箱形桁橋
	三谷川橋梁	201	49+103+49	3 径間連続箱形桁橋
	西幸町架道橋	103	50+53	2 径間連続ラーメン箱形桁橋
	細坪架道橋	339	92+155+92	3 径間連続エクストラドーズド橋
	第 1 竹田川橋梁	235	71+94+70	3 径間連続ラーメン箱形桁橋
	第 2 竹田川橋梁	311	93+125+93	3 径間連続ラーメン箱形桁橋
	第 3 竹田川橋梁	173	53+67+53	3 径間連続ラーメン箱形桁橋
福井県	九頭竜川橋梁	414		7 径間連続箱形桁橋
	足羽川橋梁	192		
	日野川橋梁	310	83+72 72+73	2 径間連続ラーメン箱形桁橋 2 径間連続ラーメン箱形桁橋
	大蔵余座高架橋	521	65+85+65 63+80+63	3 径間連続ラーメン箱形桁橋 3 径間連続ラーメン箱形桁橋
	敦賀バイパス架道橋	172	86+86	2 径間連続ラーメン箱形桁橋

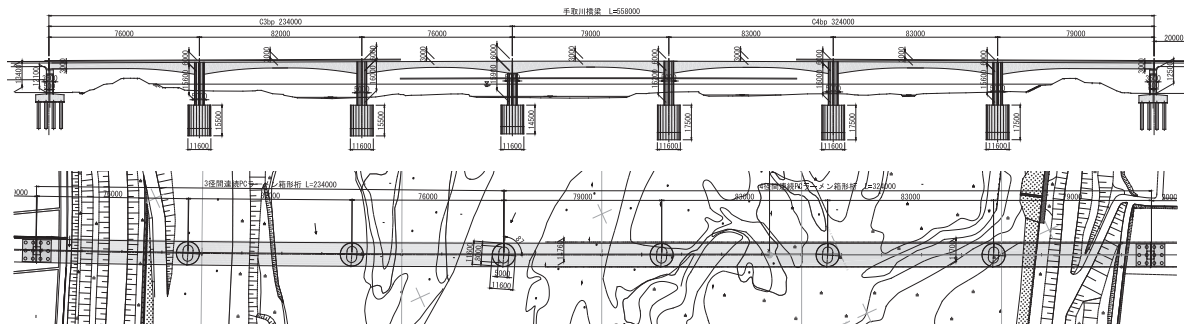


図-3.8 手取川橋梁

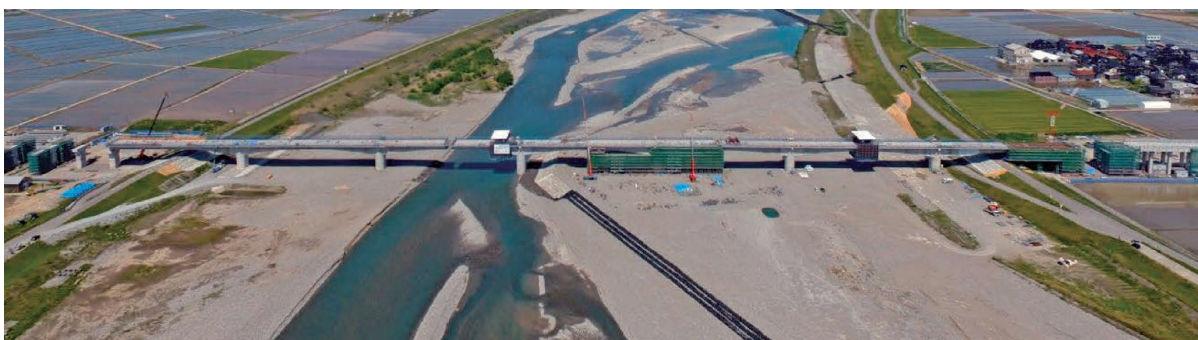


写真-3.4 瀬替えによる支保工架設中の手取川橋梁

当該河川は大きな玉石が非常に多く、H形鋼を用いた仮栈橋方式では工期内に工事を完了することができなかったため、下部工および上部工の施工は大規模盛土による仮締切（瀬替え）方式とし、約8か月間の非出水期の間に終点の4径間側から工事を行った（写真－3.4）。

(2) 竹田川橋梁³⁻⁵⁾

竹田川橋梁区間は、芦原温泉駅南側で一級河川九頭竜川水系竹田川と交差する橋梁群であり、芦原温泉駅との接続および鉄道線形の制約上、約1.3kmの間に蛇行する竹田川と3箇所で斜角が約25～70度と浅く交差する区間である。竹田川の現況河川高水流量は $Q = \text{約 } 380\text{m}^3/\text{s}$ であるが、将来の河川計画である $Q = 1000\text{m}^3/\text{s}$ の大断面にも配慮して構造計画を行った（図－3.9）。

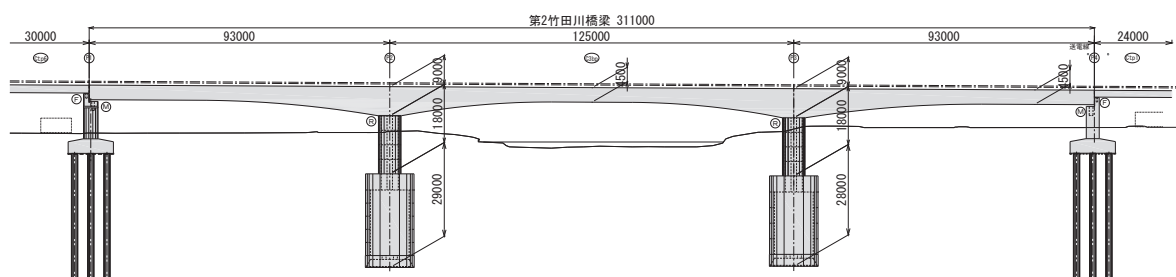


図－3.9 竹田川橋梁と現況・計画河川

第1～3竹田川橋梁は、現況河川内に橋脚を設置しないこと、河積阻害率を法令上の基準値8%以内に収めるためには、最も斜角が小さい第2竹田川橋梁の渡河部には125mの支間が必要となった。3径間連続PC箱桁ラーメン橋と3径間連続PCエクストラードズド橋との比較を行った結果、エクストラードズド橋は桁自体をスリム化できるため、死荷重を減らすことが可能であったが、中央橋脚への反力集中のため、SD490の高強度鉄筋を用いても橋脚寸法が河積阻害率を満足する $\phi 8.0\text{m}$ とすることができず、連続PC箱桁ラーメン橋を選定することとした。なお、第2竹田川橋梁の中央支間125mは、整備新幹線のラーメン箱桁では最長支間である（図－3.10）。



写真－3.5 第2竹田川橋梁



図－3.10 第2竹田川橋梁側面図

(3) 細坪架道橋³⁻⁶⁾

細坪架道橋は、加賀市の加賀温泉駅南西で国道8号線を跨ぐ橋梁である。橋長は図-3.11に示すとおり、 $L=339\text{m}$ （ $=92\text{m}+155\text{m}+92\text{m}$ ）であり、整備新幹線で最大スパンを有する橋梁となる。2章で前述したとおり、共用中の整備新幹線のエクストラードード橋で最長スパンである三内丸山架道橋（150m）を超え、最長スパン $L=155\text{m}$ の長大橋となる。

国道8号線を跨ぐ中間橋脚は、地震時の盛土への影響を考慮し、道路盛土内へは配置しない方針とした。中央径間が最短となるように基礎形状の検討を行いP2橋脚およびP3橋脚を道路法尻に配置した結果、中央径間が155mとなった。コンクリート長大鉄道橋は、温度変化、クリープ、乾燥収縮による長期的変位が軌道管理に与える影響が大きいことから、長期的変位による桁の上下動を抑制する構造形式とするため、支間長の実績も参考としてPCエクストラードード橋を採用している。

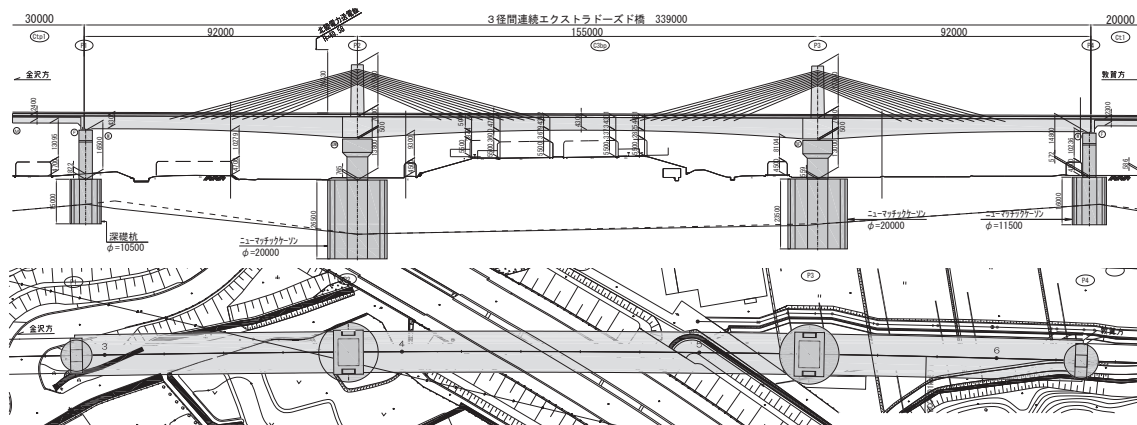


図-3.11 細坪架道橋

側径間についても前述した40m弦7mm高低の制限に留意して、できる限り径間長を短くするように端部橋脚を配置した。なお、端支点掛違い部の40m弦高低変位を抑制するために中間支点は2線支承としている。

斜材の定着位置は、斜材の再緊張は行わない方針として桁外定着とし、使用限界状態の応力度の制限値は $0.4f_{pu}$ で抑え



写真-3.6 完成した細坪架道橋

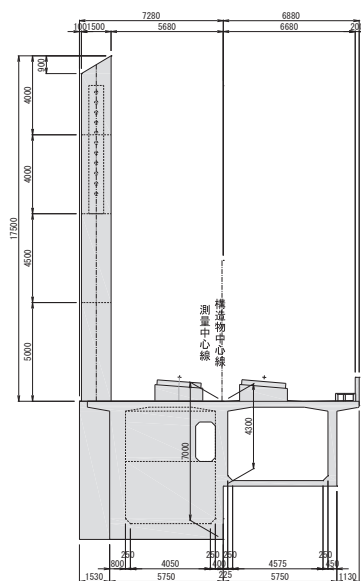


図-3.12 細坪架道橋断面図

ている。主塔高および斜材本数は鉄道橋の実績および経済性・維持管理性を考慮し 17.5m に斜材11本を配置することとし、主塔の斜材定着方法は比較検討を行った結果、新幹線での実績も多く、比較的主塔高が低い場合には偏心量を確保しやすい貫通固定方式（サドル定着）を採用した。また、スラブ上の定着部は当該地区の積雪深を考慮してスラブ面から 0.6m 上方とした。斜材はSWPR7BL 27S15.2を用いて、エポキシ被覆、セメントグラウト、保護管の3層構造とした。さらに温度変化による桁の上下動を抑制するため、斜材の保護管を通常の $\phi 165\text{mm}$ から $\phi 200\text{mm}$ へと変更し、保護管は白色系を採用している。

(4) 九頭竜川橋梁³⁻⁷⁾

九頭竜川橋梁は、福井市北部で一級河川九頭竜川を跨ぐ全長 414m の7径間連続PC箱桁橋である（図-3.14）。架橋位置における九頭竜川は天然記念物「アラレガコ生息地」に指定されており、河川環境への配慮も大きな課題であった。

本架橋位置の福井県北部では、既存道路のバイパスとなる県道福井森田丸岡線が新幹線と並行するかたちで計画されており、建設コスト削減や河川環境への配慮から、平成18年には新幹線の九頭竜川橋梁と県道新九頭竜川橋は一体橋として整備することが都市計画決定された。写真-3.7および図-3.13に示すとおり、一体橋は下部工を新幹線と道路で共用し、桁の配置は、荷重バランスを考慮した結果、中央に新幹線の7径間連続PC箱桁、その両側に道路の7径間連続PC箱桁が載る形式とした。同形式の道路と鉄道の一体橋は、鉄道・運輸機構および鉄道公団の実績としては、つくばエクスプレス線の利根川橋梁、小貝川橋梁、成田新高速鉄道線（成田スカイアクセス線）の印旛沼橋梁が挙げられるが、いずれも在来線であり、道路と新幹線の一体橋は九頭竜川橋梁が初である。下部工の設計は道路と鉄道の両方の基準に満足するよう鉄道・運輸機構にて設計を行い、上部工は福井県と鉄道・運輸機構のそれぞれで設計を行った。道路と新幹線がほぼ同じ高さで通行する線形であるため、道路からの積み荷が転落しないよう、防護柵を道路側高欄に設置すると共に、冬季に道路で散布する融雪剤対策として、新幹線の桁および橋脚天端付近には表面保護としての含浸材を施工している。両脇の道路桁も2021年5月に閉合しており、道路は北陸新幹線開業の一足先となる2022年度の開通予定である。



写真-3.7 道路橋建設中の九頭竜川橋梁

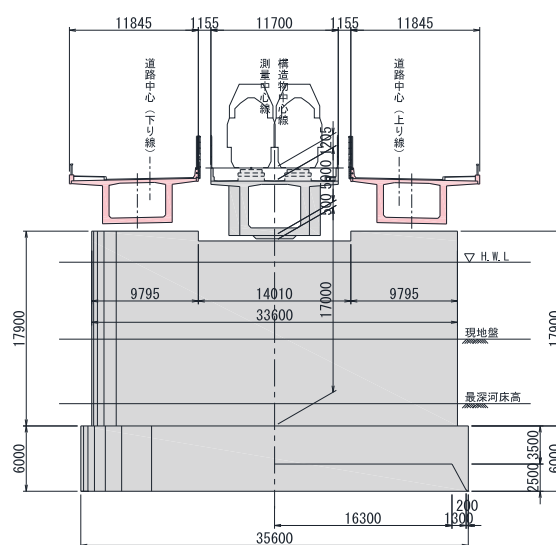


図-3.13 九頭竜川橋梁断面図
（中央が新幹線のPC箱桁）

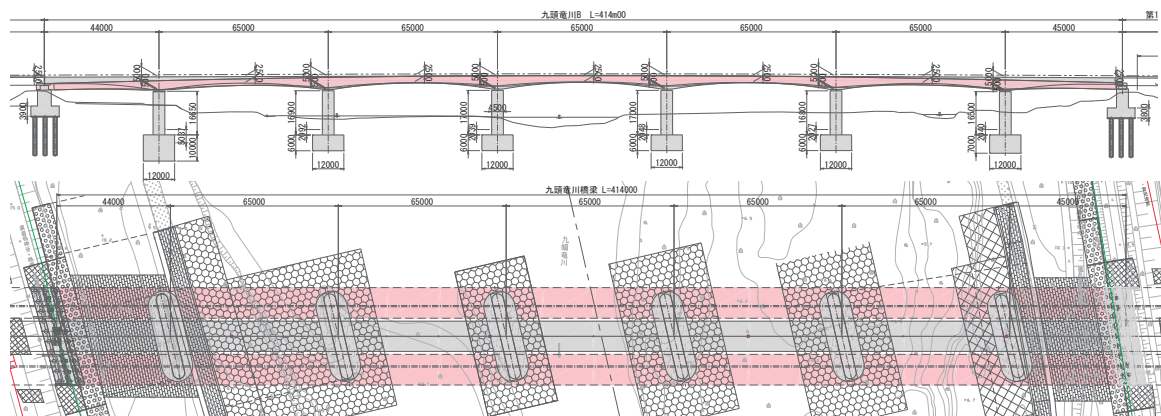


図-3.14 九頭竜川橋梁（桁配色 灰色：新幹線、朱色：道路）

(5) 大蔵余座高架橋³⁻⁸⁾

大蔵余座高架橋区間は、3径間連続 PC ラーメン箱桁橋 2 連と、2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋 1 連の高架橋である。大蔵余座高架橋の起点側トンネル工区は、平成24年7月にラムサール条約湿地に登録された中池見湿地が広がっている。中池見湿地付近の自然環境の重要性を鑑み、湿地にかかっていたルートの変更を行うと共に、湿地への水の供給源である深山を通るトンネルは縦断を高めて地下水への影響を極力少なくすることとした結果、当該工区の橋脚高が高くなることとなった。敦賀駅へと接続するため、終点側の国道8号敦賀バイパスとの交差をコントロールポイントとし、25%の下り勾配となっている。なお、当該地区は溺れ谷地形の軟弱地盤であるため、地盤改良が必要となる大型クレーンを使用せず、同時架設が可能となるように張出し架設による連続桁構造を採用した（図-3.15）。ルート変更に伴う大幅な遅れを取り戻すため、側径間を 2.0m の間詰部を残して先行して側径間部を構築しておき、張出し施工の最終ブロック到達後、間詰部のコンクリートを打設し側径間と閉合したり（図-3.16）、超大型ワゲンを採用して張出しブロック数を低減したり（写真-3.8）するなどの対策を実施した。なお、背の高い橋脚には、帯鉄筋を組み込んだハーフ PCa 部材で橋脚外面を形成し、内部に中詰コンクリートを打設して橋脚断面を構築する SPER 工法を採用した。

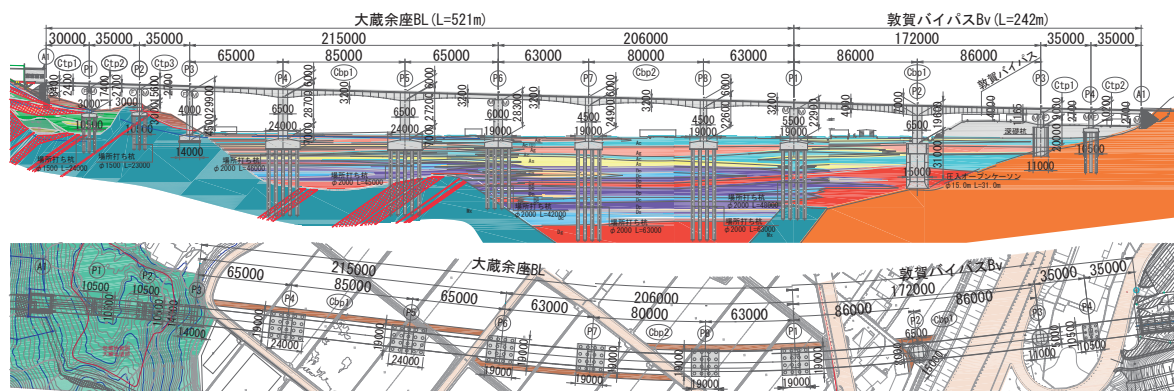


図-3.15 大蔵余座高架橋、敦賀バイパス架道橋

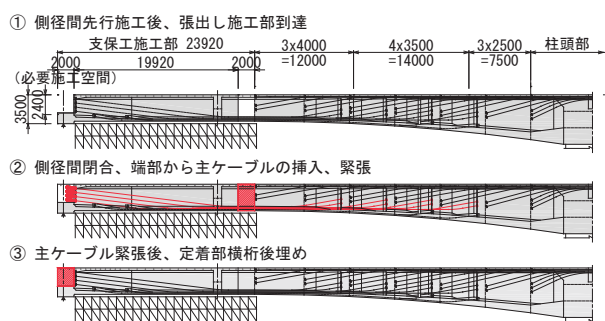


図-3.16 側径間の先行施工



写真-3.8 超大型ワゴン 8 台の採用



写真-3.9 建設中の大蔵余座高架橋と敦賀バイパス架道橋

4. 取替え・改良分野の PC 構造

4.1 PC 桁による桁の取替え

4.1.1 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ダーおよび 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⁴⁻¹⁾、⁴⁻²⁾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-4.1）。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-4.1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。



写真-4.1 工事地点概要

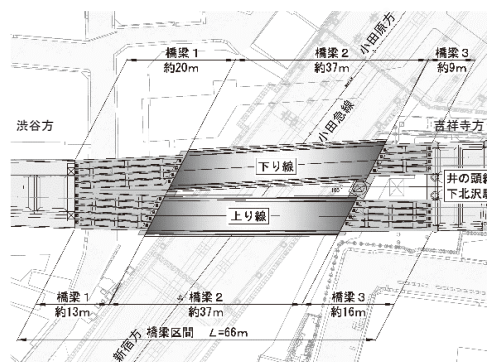
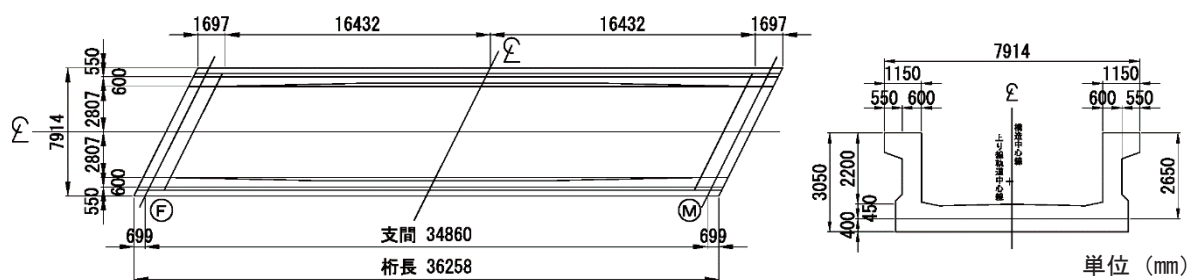


図-4.1 橋りょう位置図（架替え後）

4.1.2 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-4.2に、架替えの施工ステップを図-4.3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、 -2.1N/mm^2 の制限値内であることを確認した (図-4.4)。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、本設時に悪影響を及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。



(a) PC 桁平面図

(b) PC 桁断面図

図-4.2 PC 単純下路桁 構造図

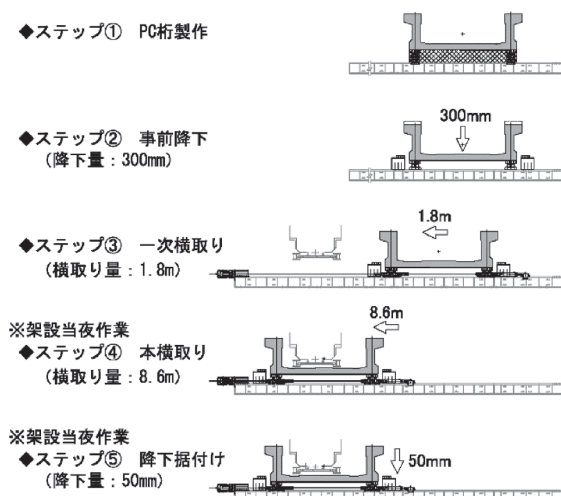


図-4.3 施工ステップ

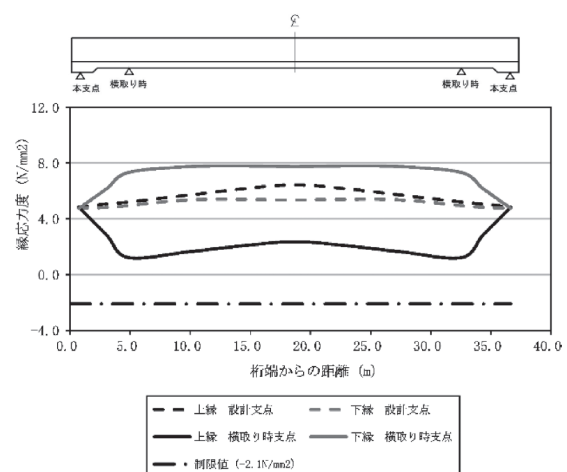


図-4.4 主桁縁応力度

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切断取外し、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-4.5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-4.2に示す。

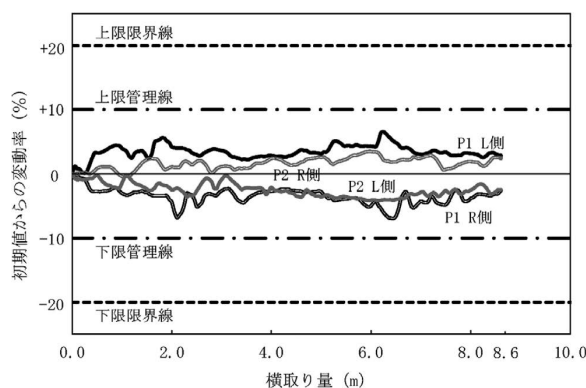


図-4.5 支点反力の変動図



写真-4.2 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。

4.1.3 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-4.6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のため、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

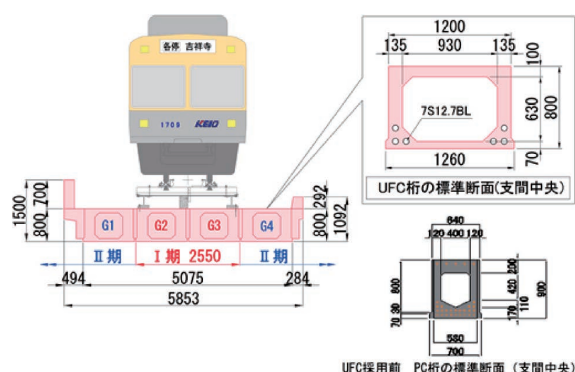
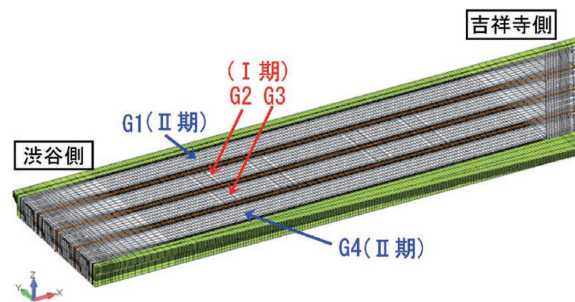


図-4.6 PC ホロー桁断面図

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）⁴⁻³⁾ および超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針（案）⁴⁻⁴⁾ 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－4.7）。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－4.7 FEM モデル概要図

UFC を用いた PC 桁の架替は、図－4.8に示すフローで実施した。以下、架替えの概要を示す。なお、この架替えフローの前に既設桁は撤去しており、軌道は工事桁に置き換えている。

・セグメント接合（図－4.8の③）

工場製作したセグメントを現場の組立ヤードに搬入し、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－4.8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－4.8の⑥）

工事桁として利用されている現軌道を本設の一体化した桁に架け替えた。

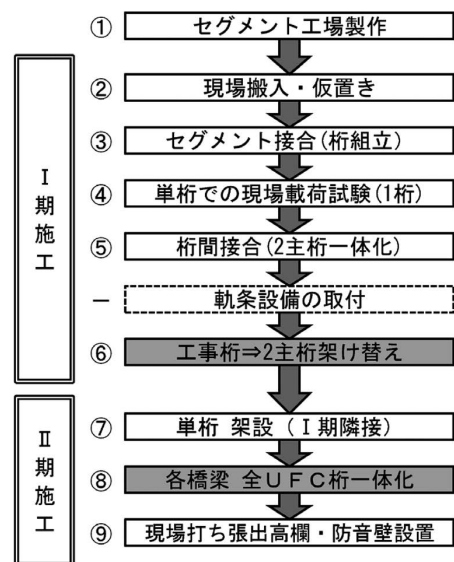
・単桁架設（図－4.8の⑦）

I 期施工において、架け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－4.8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－4.8 架替えフロー図

4.2 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。

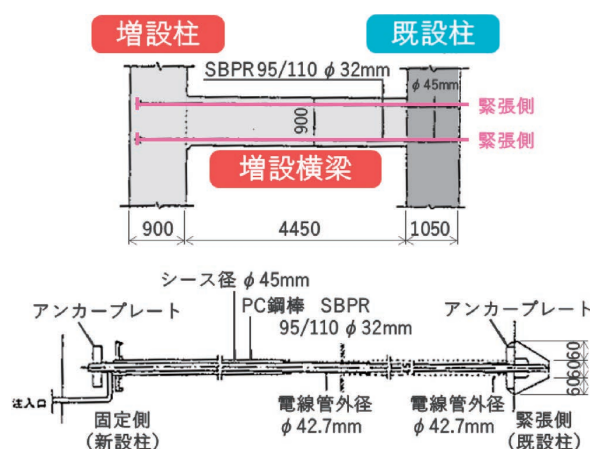
4.2.1 東北新幹線新花巻駅ホーム新設⁴⁻⁵⁾

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った。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－4.3）。



既設高架橋 | 新設高架橋
写真－4.3 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－4.9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。



図－4.9 接合部の構造

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 $\phi 42.7\text{mm}$ の電線管を挿入するため $\phi 45\text{mm}$ 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。

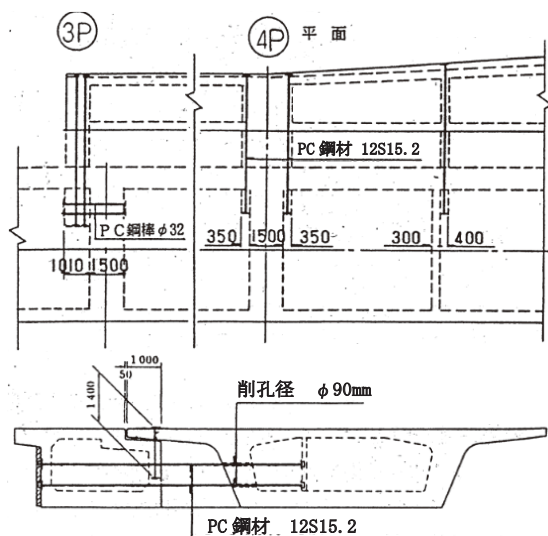


図-4.11 PC桁一体化概念図

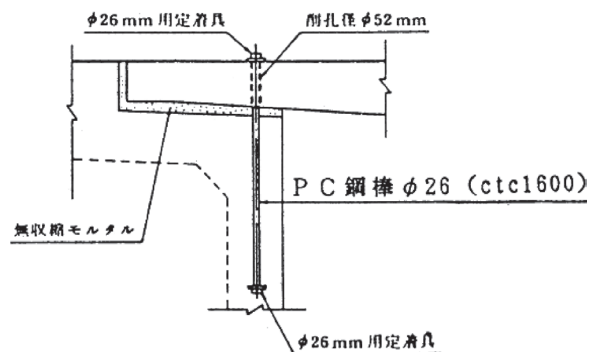


図-4.12 床版固定概念図

4.2.3 総武線市川・本八幡間外環こ道橋新設⁴⁻⁷⁾

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-4.13）。

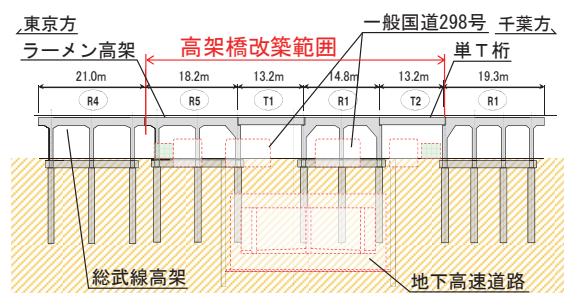
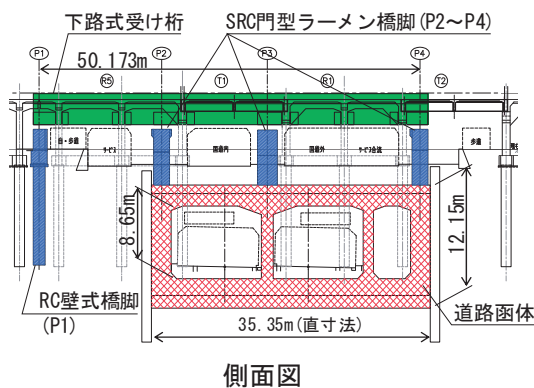
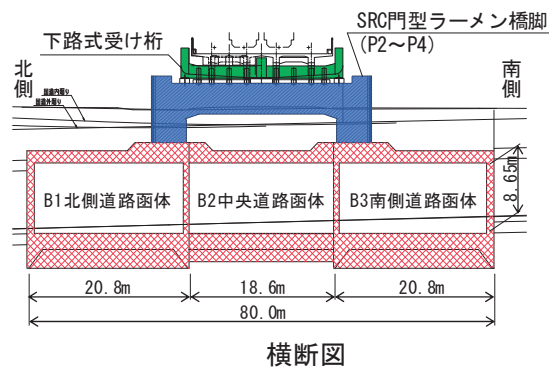


図-4.13 外環こ道橋概念図

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-4.14）。PPC 下路式受け桁は橋脚設置可能箇所を考慮



側面図



横断面図

図-4.14 外環こ道橋一般図

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-4.15）。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-4.14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門形橋脚、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-4.16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

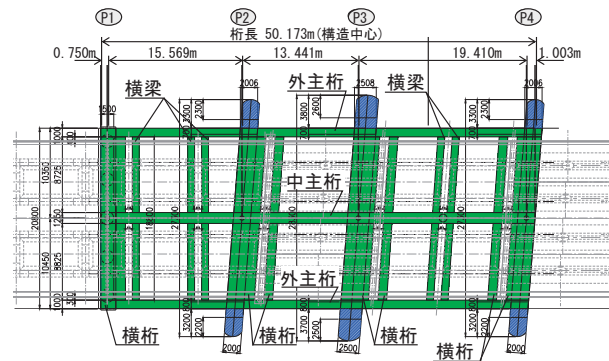


図-4.15 PPC下路式受け桁平面図

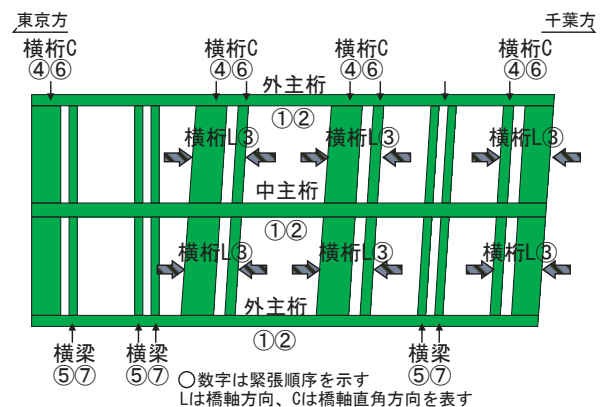


図-4.16 受け桁PC緊張順序図

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-4.16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-4.4)。その後、鉄道直下道路函体(図-4.14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-4.4 受け替え・柱撤去完了後

5. 鉄道 PC 橋の維持管理

5.1 維持管理に関する技術基準の変遷

鉄道構造物は戦前より多数建設されており、比較的早い時期からその維持管理が課題となっていた。国鉄では、1956年(昭和31年)に「建造物保守心得(案)」と「建造物の検査及び措置要領」が作成され、実態調査の結果、構造物の図面などが再整備され、維持管理のための体制が作られた。1974年(昭和49年)には、「土木建造物取替の考え方」が作成され、検査や変状原因の究明、健全度の判定、措置といった建造物の補修の流れが体系立てて整理された。そして、1987年(昭和62年)には、「建造物保守管理の標準」⁵⁻¹⁾として改訂され、新たな知見の導入、判定事例やチェックリストが追加された。1999年に、山陽新幹線でトンネル覆工コンクリートはく落事故が発生し、高架橋からもコンクリート片が相次いではく落する事態が生じ、構造物の劣化が社会問題となった。そこで、国土交通省の委託により鉄道総合技術研究所を事務局とする研究委員会が設置され、技術基準の検討作業が進められた。そして、2007年(平成19年)に国土交通省鉄道局より、「鉄道構造物等維持管理標準」(維持管理標準)⁵⁻²⁾が通達された。

5.2 維持管理標準の概要

鉄道構造物の維持管理は、鉄道構造物としての目的を達成するために、要求される性能が確保されるように行うことが原則とされる。そこで、あらかじめ策定された維持管理計画のもと、図-5.1にしたがって構造物の検査を行い、健全度を考慮して必要な措置を講じ、検査や措置の結果を記録する流れにより、構造物の安全性を担保することを基本としている。

「検査」は、「構造物の現状を把握し、構造物の性能を確認する行為」と定義されている。「調査」という用語も使用しているが、こちらは「構造物の状態やその周辺の状況を調べる行為」と定義され、検査の一部と位置づけている。検査の区分は、初回検査、全般検査、個別検査および随時検査であり、全般検査は、通常全般検査および特別全般検査に区分されている。

検査は、検査区分に応じた調査が行われ、その結果に基づいて健全度の判定が行われる。全般検査、随時検査における健全度判定は、A、B、C、Sのランクに区分する。ただし、運転保安、旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状を発見した場合には健全度 AA と判定し、緊急に措置を講じる。個別検査では、健全度 A と判定された構造物に対し、さらに細分化した判定（A1、A2）を行う。健全度判定の結果、措置が必要と判断される場合には、適切な時期に補修などの措置が行われる。また、検査、措置、そのほか構造物の維持管理に必要な情報については、記録して保存することが定められている。ここでは、鉄道 PC 橋の大多数を占めるポストテンション方式 PC 橋に関する個別検査と措置に関する技術を紹介する。

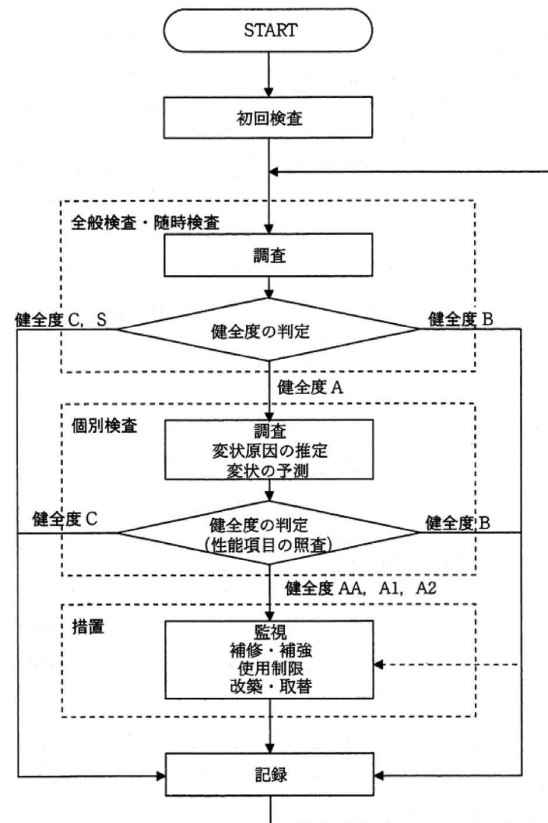


図-5.1 鉄道構造物における維持管理の流れの例⁵⁻²⁾

5.3 ポストテンション方式 PC 橋の維持管理

5.3.1 概要

戦後から現在に至るまでの間、スパンの比較的大きい鉄道橋には PC 構造が多く採用されてきた。PC 構造は、導入初期には耐久性が高く維持管理を必要としないと考えられてきたが、建設より長期間経過した構造物が増加するとともに、一部の構造物で変状の発生がみられるようになり、適切な診断や補修、補強技術が必要とされるようになってきた。PC 桁の変状は、1970年頃より、建設後 5 年余り経過して横締め PC 鋼棒が破断して突出するなど⁵⁻³⁾、グラウト充填不良に伴う PC 鋼材の腐食が問題となった。その後も、撤去した PC 下路桁の解体調査により鉛直 PC 鋼棒のグラウトの不完全な状況と、それに伴う PC 鋼棒の腐食破断、主ケーブル定着部でのグラウトの不完全な状況が発見された⁵⁻⁴⁾。また、鋼棒破断によりかぶりコンクリートと鋼棒が地表に落下するという事象も生じている⁵⁻⁵⁾。主鋼材が破断する事例も報告されている⁵⁻⁶⁾。この対策として、新設の PC 桁では、鉛直 PC 鋼棒や主ケーブルの上縁定着を用いない設計とし、グラウト

にはノンブリーディングタイプのグラウトを用いるなどの対策がとられた。また、既設のPC桁についても、種々の対策が施されるようになってきている。一方、グラウト充填不良以外を原因とする変状としては、アルカリ骨材反応によるひび割れを生じた事例^{5-7)~5-9)}や、桁が反り上がった事例⁵⁻⁵⁾、海岸近くに位置する橋梁が塩害による損傷を受け、電気防食により対策された事例^{5-10)~5-14)}が報告されている。このように、PC鉄道橋の維持管理で問題になるケースは多様であるが、ここでは、ポストテンション方式PC鉄道橋の特有の問題としてグラウト充填不良に起因する変状を対象に、診断ならびに補修、補強技術の現状と課題について紹介する。

5.3.2 グラウト充填不良、残存耐力の調査

(1) PC グラウト充填状況の調査

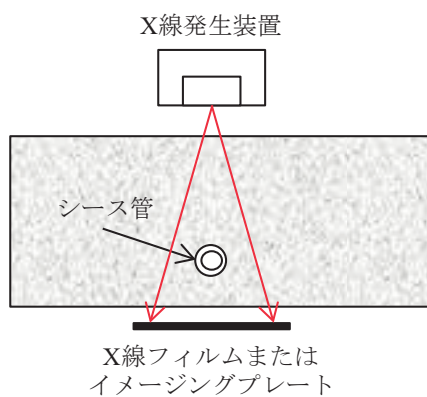
PC グラウトは、ノンブリーディングタイプ以外の材料ではシース内に空隙が残しやすいことが知られるようになり、ノンブリーディングタイプのグラウトが使用されるようになってきている。しかし、1984年に国鉄の施工基準が改訂されるまで、ブリーディング率は5%まで許容されており、この時期に建設されたPC桁には、きちんと施工されていてもグラウト充填不良が生じている可能性がある。グラウト充填不良は、外観では判別がつかないため、表面より削孔して調査する必要がある(写真-5.1)。しかし、削孔調査は、構造物に損傷を与えるため、X線透過法、インパクトエコー法、超音波法、打音振動法などの非破壊調査法が提案されており、適用性について検討が進められている。



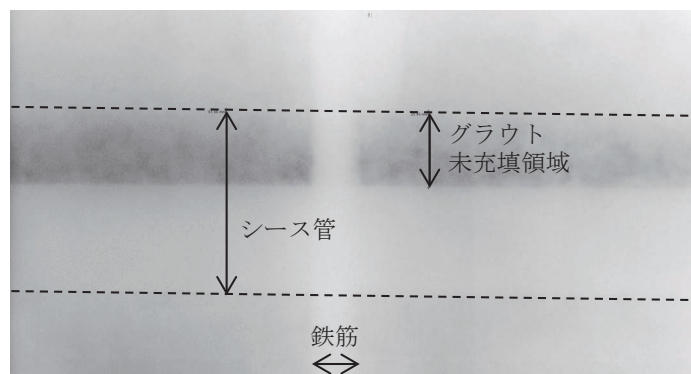
写真-5.1 削孔調査で確認されたグラウト充填不良例

(a) X線透過法⁵⁻¹⁵⁾

X線透過法は、図-5.2に示すように対象物に一定時間放射線(X線)を照射し、フィルムを感光させることで空洞の有無を判定する方法である。一般に、X線の透過距離が300~400mm程度以下で、放射線が透過する位置にシースが複数配置されていないPC桁では、可搬型のX線撮影装置により精度の高い調査が可能になる。調査においては、規制や資格などの法令に従い慎重に作業する必要がある。



(a) 調査の概念図

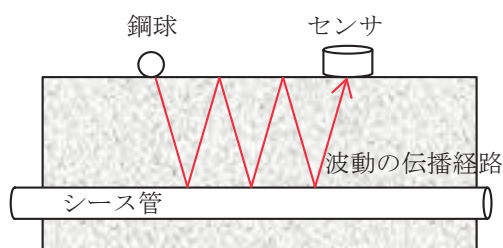


(b) 調査結果の例

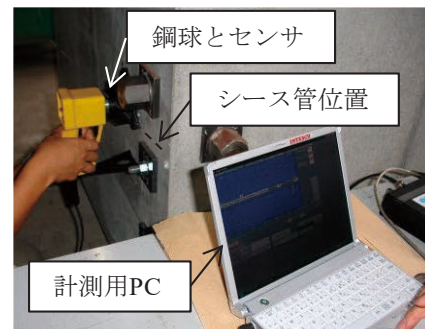
図-5.2 X線透過法による調査の例

(b) 衝撃弾性波法（インパクトエコー法）⁵⁻¹⁵⁾

衝撃弾性波法（インパクトエコー法）は、図-5.3に示すようにシースの直角方向のコンクリート表面から鋼球などにより弾性波を入力し、シース（空隙）と表面間のコンクリートの縦波共振現象の卓越振動数を用いてグラウトの充填状況を推定する手法である。この方法では、鉄筋が密に配置されている箇所や、桁端部の境界面からの反射波の影響を受けることが指摘されていることから、適用する位置には注意が必要である。また、かぶりが小さい位置に配置される鉄筋とシースの情報を含む反射波が重なることで、精度を低下させているためと考えられる。そのため、シースと鉄筋の位置を事前に調べておく必要がある。



(a) 調査の概念図



(b) 調査結果の例

図-5.3 衝撃弾性波法（インパクトエコー法）による調査の例

(c) 超音波法⁵⁻¹⁵⁾

超音波法は、シース方向と直角位置のコンクリート表面に一对の発信・受信探触子を設置し、発信探触子から弾性波を入力し、得られたシースからの反射波の卓越振動数でグラウト充填の有無を判定する非破壊検査法である。この測定方法では、受信波にシースの反射波だけではなく鉄筋や骨材からの反射波、およびコンクリートの表面波などの影響も含まれているため、それらの影響をできるだけ取り除く必要があることに注意が必要である。この測定方法を用いる場合には、削孔による目視など、確実に判定できる手法を併用してキャリブレーションを行うことにより、精度向上を図ることが可能である。

(d) 打音振動法⁵⁻¹⁵⁾

打音振動法は、図-5.4に概念図を示すように、PC 鋼材の両端の定着具近傍にセンサーを配置し、一端をハンマーなどで打撃し、他端で受信した波形の伝播時間、振幅、周波数スペクトルから、グラウトの充填状況を推定する非破壊検査法である。なお、センサーには、60~150kHz 共振型センサーなどが使用される。シースと同一方向に伝播する弾性波を利用すること、上記の超音波法と比較して低い周波数帯域を有する弾性波（数 kHz）を使用するため、長距離の伝播を伴う検査が可能であるが受信波の分解能は低いことなどの特徴を有する。主に床版や横桁の横締め PC 鋼材のシースなど、PC 鋼材の端部に接近可能な場合に用いられる。

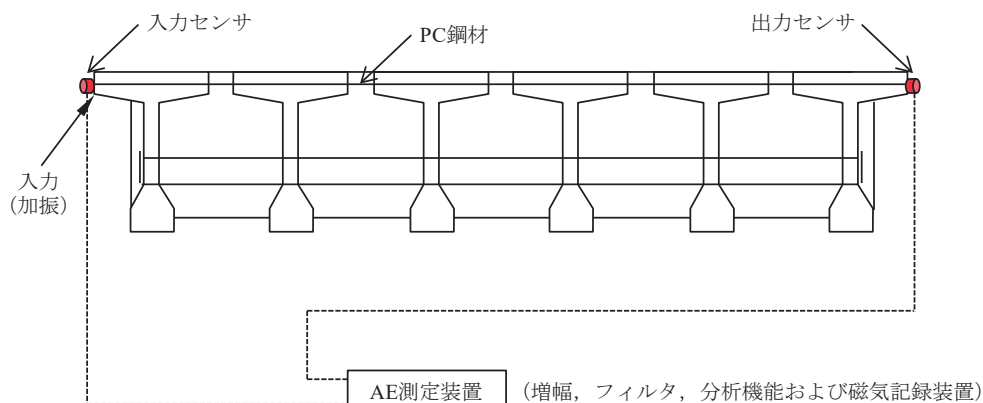


図-5.4 打音振動法の概念図

5.3.3 PC 桁の残存プレストレスの調査

PC 桁の残存プレストレスの調査方法としては、導電塗料を用いる方法、光ファイバーを用いる方法、応力解放法などがある。ここでは、導電塗料を用いた残存プレストレスの調査法⁵⁻¹⁵⁾ について紹介する。

導電塗料は、図-5.5に示すように、下塗り材、導電塗料、上塗り材から構成される。この導電塗料をコンクリート表面に幾つかの電気回路を構成するよう塗布し、列車通過時などのひび割れ開口による回路の電気抵抗値の上昇から、ひび割れの発生およびその位置を検知し、設計値と比較することで、残存するプレストレスを評価する方法である。使用にあたり、温度変化や活荷重により発生するひずみを補正する必要はない。この測定方法では、抵抗値が導電塗料の厚さや幅など塗布方法、発生するひび割れ幅により左右されるため注意が必要である⁵⁻¹⁶⁾。また、この方法は、活荷重作用時にのみ開口するようなひび割れの検知にも有効である。

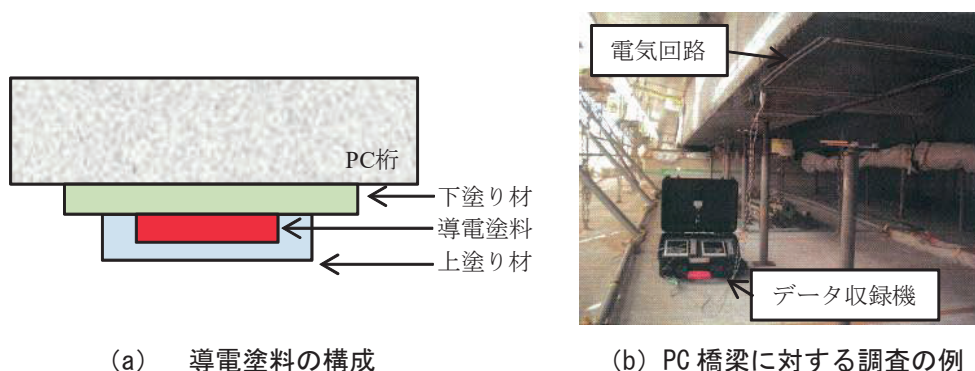


図-5.5 導電塗料による調査の例

5.3.4 鋼材破断した PC 桁の残存耐力評価

PC 鋼材が破断しても、破断量が比較的少ない段階では安全性に影響が少ないものと考えられるが、適切に維持管理するためには、鋼材破断後の PC 桁の残存耐力を適切に評価する必要がある。また、グラウト充填不良を生じやすい位置は桁端部に多く、鋼材の破断により桁端部のプレストレスが消失しても、スパン中央部では残存していることも考えられ、このような場合の PC 桁の挙動を把握し、合理的な維持管理を実施する必要がある。

ブリーディングなどの影響により、シース内に部分的に空隙が生じ、この部分でPC鋼材が腐食し破断した場合、破断箇所付近ではプレストレスが消失するが、グラウトの充填された範囲では鋼材との付着により、プレストレスが残存しているものと考えられる。ところで、プレテンション方式ではPC鋼材とコンクリートの付着によりプレストレスを導入しており、ポストテンション方式でグラウト充填不良によりPC鋼材が破断した場合にも同様の原理でプレストレスが残存するものと考えられるが、鋼材破断時に衝撃が加わる影響も考慮する必要がある。そこで、鋼材破断を模擬した実験(写真-5.2)が実施され、鋼材破断後の鋼材ひずみ分布の算定法が提案されている⁵⁻¹⁷⁾。また、鋼材破断したPC梁の載荷実験が実施され、部材の残存耐力評価法が提案されている⁵⁻¹⁸⁾。さらに、実物大PC鉄道橋の模型を用いた載荷実験(写真-5.3)が実施され、鋼材破断時の挙動や破断後の残存耐力が明らかにされている⁵⁻¹⁹⁾。



写真-5.2 鋼材破断実験状況



写真-5.3 実物大PC鉄道橋模型の載荷実験状況

このように、鋼材が破断したPC鉄道橋の挙動を明らかにする取り組みが進められてきており、この成果を活用して、構造物の安全性に影響する事態が生じる前に、適切な時期に適切な方法で措置を実施することができるよう、的確な調査、診断、モニタリングのための技術開発を進めていくことが期待される。

5.3.5 グラウト充填不良 PC 桁の補修・補強

(1) PC グラウト再注入⁵⁻¹⁵⁾

PC桁において、グラウト充填が不十分である箇所が発見された場合には、グラウト再注入を実施している。グラウト再注入は、PC鋼材の腐食進行防止などを目的としているが、建設後長期間経過している場合でも、PC鋼材の腐食が軽微である場合は、グラウト再注入によりPC鋼材の腐食の進行防止が期待できる⁵⁻²⁰⁾。

グラウト再注入は、図-5.6に示す手順により実施される。まず、電磁波法により鋼材位置の探査を実施し、桁側面に再注入孔を削孔する。本削孔に先立ち、グラウトの充填状況を確認するためφ30~35mmの径で電動コンクリートハンマードリルなどを用いて先進削孔を実施する。グラウト充填

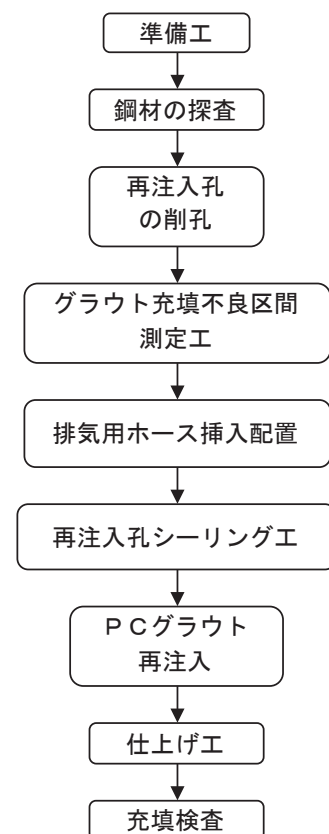


図-5.6 PC グラウト再注入フロー

不良が確認された場合には、 $\phi 80\text{mm}$ の再注入孔をコアドリルにより本削孔する。削孔にあたってはPC鋼材を損傷しないように細心の注意を払う必要があり、コアドリルによる削孔はシースの約10mm程度手前で中断し、以降はタガネなどによる手はつりが望ましいとされている。

グラウト再注入に先立ち、充填不良区間を測定し、再注入すべき範囲を把握する。測定方法は、再注入孔から検測尺をシース内に挿入し、直接長さを測定する方法が用いられる(図-5.7)。

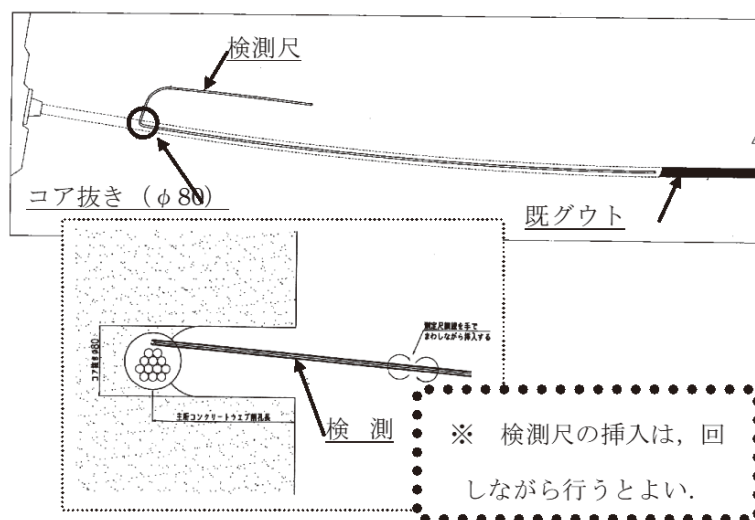


図-5.7 検測尺による測定概要

再注入孔は、グラウト充填不良部1区画につき1箇所とする。従来は2箇所削孔し、孔間の通気を確認した後に、グラウトを再注入する方法が用いられてきたが、孔間の通気を確認できない場合には通気を確認できるまで別の孔を削孔する必要がある、補修作業が煩雑になること、再注入により孔間には確実にグラウトが充填されるが、孔間外の範囲においては不明であることなどの課題があり、改善が図られたものである。再注入孔には、排気用ホースをグラウト充填不良区間の先端まで到達させるように挿入し、同じ孔に注入用ホースも配置する(図-5.8)。

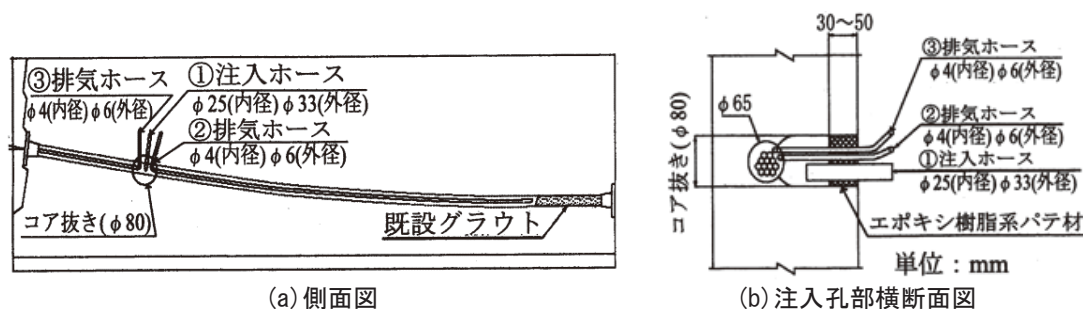


図-5.8 排気用ホース、注入用ホースの配置例⁵⁻²⁴⁾

再注入に用いるグラウト材は、ノンブリーディングタイプとし、できるだけ粘性が低いタイプとするのがよいことが、試験により確認されている⁵⁻²¹⁾。再注入作業はグラウトの可使時間内に継続して行い、排気ホースから排出される空気やグラウトの状態を確認し、再注入終了後、再注入孔をポリマーセメントなどで断面修復し、コンクリート表面を平滑に仕上げる。

グラウト再注入完了後、充填状況の確認として、計画注入量と実際に注入されたグラウト量を比較して確認する。このほかに、非破壊調査を活用することも考えられるが、充填不良の調査と同様に適用性に課題があり、完全に確認することは困難である。したがって、再注入作業の前に充填不良区間を十分に調査して的確に把握し、適切な作業が実施されていることを適宜確認しておく必要がある。

(2) PC 鋼棒突出防止工⁵⁻¹⁵⁾

PC 鋼棒が腐食、破断して桁から突出する可能性があることはこれまでもいくつか報告されている^{5-22)、5-23)}。通常の場合、床版などには多数の横締め用の PC 鋼棒が配置されており、1 本の PC 鋼棒が破断しても構造的に問題になることは少ない。しかし、PC 鋼棒の突出時には定着部周辺のコンクリートのはく離・はく落を引き起こし、橋梁周辺の第三者などに危害を与える恐れもある。こうしたことから、PC 鋼材の腐食、破断による突出を防止する観点から突出防止工が施工される場合が多い。

橋軸直角方向の PC 鋼材には、一般に PC 鋼棒あるいは PC 鋼より線が用いられるが、PC 鋼棒の場合には鋼材断面が一気に破断するため、突出エネルギーが大きくコンクリートのはく落が生じやすい。一方、PC 鋼より線の場合には、より線が逐次破断するためはく落事故などは生じにくいと考えられている。したがって、一般には PC 鋼棒に対して突出防止工が施される場合が多い。

横締め PC 鋼棒突出防止工としては、PC 鋼棒定着部周辺のコンクリート表面を被覆する方法が用いられており、コンクリート表面を鋼板とステンレス鋼線製織金網または連続繊維シートで被覆する方法が用いられている (図-5.9)。

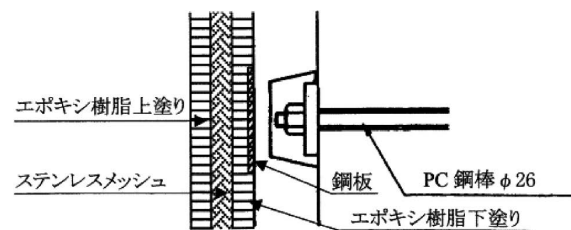


図-5.9 突出防止工の概要

(3) 主桁の補強

主鋼材が破断すると、PC 桁の耐荷力に影響を及ぼす。多数の PC 鋼材が配置されている場合、数本の PC 鋼材が破断しても構造物の安全性に大きな影響はないと考えられるが、破断本数が増加すると耐荷力が低下し、安全性に影響することが懸念される。これまでのところ、国内の PC 鉄道橋で安全性への影響が懸念された事例はないが、将来に備えて主桁の補強に関する技術開発を進めておくことも必要と考えられる。現状では、このような場合の主桁の補強方法としては、外ケーブル工法や鋼板接着工法などを用いることが考えられる。

外ケーブル工法⁵⁻¹⁵⁾ は、消失したプレストレスを回復する効果的な補強工法であるが、部分的にプレストレスが減少した PC 桁に対し、過大な圧縮力が生じないように制御しながら補強レベルをいかに設定するかが課題になる。また、鋼板接着工法⁵⁻¹⁵⁾ は、あと施工アンカーを用いて既設 PC 桁下面に補強用鋼板を接合し、曲げ耐力の回復・向上を目的とする工法である。外ケーブル工法のように過大な補強によって負担が生じる懸念はないが、低下した耐荷力を補うために、多くの鋼材を必要とする場合もあることや、ひび割れが開口している場合はこれを改善することは困難であるため、別途対策が必要になる。

6. おわりに

鉄道150年の節目に合わせて、本稿では鉄道構造物の歴史とその変遷を示し、その歴史を受けて、現在建設中の新幹線構造物や改良工事の事例を紹介した。騒音・振動に有利であることから

採用されてきたPC橋も、現在では省力化・軽量化などの観点から採用される事例も増えている。また、用地や部材寸法の関係で制約の多い架替えや改良工事はPC構造でしか成立しないことも多く、既存ストックの有効活用にはPC構造は無くしてはならない存在となった。

鉄道の長大橋の主流が鋼橋からPC橋へ移行したとはいえ、鉄道PC橋の歴史は第一大戸川橋梁から68年、支間100mを超えてから47年しか経過しておらず、以降、経年50年を超えるPC構造物が増加していくこととなる。これからがPC橋の真の耐久性が問われる時代であり、本格的な維持管理の時代に突入すると考えられる。

参考文献

- 1-1) 国土交通省：日本鉄道史、2012.7
- 2-1) 小西純一、西野保行、淵上龍雄：明治時代に製作された鉄道トラス橋の歴史と現状（第6報）—国内設計桁—、土木史研究、NO. 11、1991.6.
- 2-2) 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.
- 2-3) 田中鉄二、樋口輝久、馬場俊介：規程を中心にしてみる我が国の鉄道保線の歴史、土木学会論文集、Vol. 67、NO. 1、38-48、2011.
- 2-4) 小野田茂：東海道新幹線における土木技術の源流、土木史研究講演集、Vol. 36、2016.
- 2-5) 構造物設計資料：No. 4、グラフ2、1965.12.
- 3-1) 須田悦治、萩原拓哉、向井哲郎、星加益朗、大木篤、舟橋景介：九州新幹線（西九州ルート）千綿川橋りょうの設計・施工、橋梁と基礎、Vol. 49、No. 7、pp. 5-10、2015.7.
- 3-2) 加藤積希、北村光、後藤孝一、渡邊信吉：九州新幹線（西九州ルート）第2本明川橋梁の設計・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. 291-294、2019.11.
- 3-3) 石井秀和、玉井真一、菊池圭介、高峯太一：九州新幹線（西九州ルート）におけるPC桁を用いた補強盛土一体橋梁の計画、プレストレストコンクリート工学会、第25回シンポジウム論文集、2016.10.
- 3-4) 朝長光、吉田匡伸、後藤孝一、久保晴雄：北陸新幹線（金沢・敦賀間）、手取川橋梁の設計・施工、プレストレストコンクリート工学会 第29回シンポジウム論文集、pp. 533-536、2020.10.
- 3-5) 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.
- 3-6) 石川太郎、齋藤眞秀、今林泰史、西澤知孝：新幹線最長支間PCエクストラードード橋 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.
- 3-7) 玉本学也、西恭彦、阿部雅史、遠藤文美男：下部工を道路橋と併用する新幹線鉄道7径間連続PC箱形桁橋—北陸新幹線、九頭竜川橋りょう—、コンクリート工学、Vol. 55、No. 12、pp. 1055-1058、2017.12.
- 3-8) 朝長光、柏木亮、池端文哉、石田豪史：北陸新幹線（金沢・敦賀間）大蔵余座橋梁の設計・施工、プレストレストコンクリート工学会 第30回シンポジウム論文集、pp. 13-16、

2021.10.

- 4-1) 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.
- 4-2) 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.
- 4-3) 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.
- 4-4) 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.
- 4-5) 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.
- 4-6) 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.
- 4-7) 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.
- 5-1) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理標準・同解説（コンクリート構造）、1987.
- 5-2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）コンクリート構造物、2007.
- 5-3) 田村章一：PC 橋梁における横じめ工法の問題（I）、構造物設計資料、No. 31、pp. 19-22、1972.9.
- 5-4) 宮本征夫：プレストレストコンクリート鉄道橋の耐久性評価、東京大学学位論文、1999.3.
- 5-5) 石橋忠良：PC 鉄道構造物の劣化事例と対策、プレストレストコンクリート、Vol. 45、No. 1、pp. 72-75、2003.1.
- 5-6) 吉川正治、狩野周、松田芳範：PC 箱桁主鋼棒破断に関する調査および補修について、SED、No. 31、pp. 18-25、2008.11.
- 5-7) 新津正義、遠藤和重：大北川橋りょう桁変状（アルカリ骨材反応）対策、日本鉄道施設協会誌、Vol. 39、No. 10、pp. 62-64、2001.10.
- 5-8) 松田芳範、廣瀬明：PC 下路桁の劣化調査と補修、日本鉄道施設協会誌、Vol. 39、No. 3、pp. 41-43、2001.3.
- 5-9) 加藤勝、宮島和彦、高橋秀夫、松田芳範：PC 桁の ASR によるひび割れ補修対策について、SED、No. 33、pp. 38~43、2010.1.
- 5-10) 松田芳範、佐藤隆義、石橋忠良：葡萄川橋りょうの塩害対策について、SED、No. 5、pp. 24-29、1995.11.
- 5-11) 天木儀一、高橋治一：葡萄川橋りょうにおける塩害変状の再補修、日本鉄道施設協会誌、Vol. 34、No. 10、pp. 38-40、1996.10.
- 5-12) 吉田昭二、鋪屋幸一、小林英雄、天木儀一、松田芳範：電気防食工法を採用した PC 桁の補修について、SED、No. 12、pp. 48-57、1999.5.
- 5-13) 鋪屋幸一：塩害を受けた鉄道 PC 橋りょうの電気防食による補修、日本鉄道施設協会誌、Vol. 39、No. 1、pp. 61-63、2001.1.
- 5-14) 諸橋剛：塩害橋りょうの電気防食工法による補修と維持管理、日本鉄道施設協会誌、Vol.

- 42、No. 4、pp. 53-55、2004.4.
- 5-15) 鉄道総合技術研究所：ポストテンション PC 桁の維持管理マニュアル集、2013.10.
- 5-16) 大石健太郎、仁平達也、曾我部正道、谷村幸裕：導電塗料を用いた RC 構造物のモニタリングシステムの開発、コンクリート工学年次論文集、Vol. 34、No. 1、pp. 1642-1647、2012.
- 5-17) 田所敏弥、谷村幸裕、渡辺健、徳永光宏：グラウトと PC 鋼材の付着特性に着目した鋼材破断後のプレストレスの評価、第19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. 209-212、2010.10.
- 5-18) 轟俊太朗、前田友章、谷村幸裕、岡山準也：PC 鋼材破断後の PC 梁の耐荷特性、第19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. 43-48、2010.10.
- 5-19) 前田友章、轟俊太朗、田所敏弥、谷村幸裕：PC 主鋼材が破断した実大 PC 桁の静的載荷試験、土木学会第65回年次学術講演会、V-645、2010.9.
- 5-20) 近藤拓也、村田一郎、田中廣行、宮川豊章：腐食した PC 鋼材へのグラウト補修工に関する基礎的研究、第19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. 205-208、2010.10.
- 5-21) 新田耕司、鳥取誠一、吉田幸司：PC グラウト充填不良に対する補修、鉄道総研報告、Vol. 15、No. 8、2001.8.
- 5-22) 田村章一：PC 橋梁における横じめ工法の問題（Ⅰ）、構造物設計資料、No. 31、pp. 19-22、1972.
- 5-23) 田村章一：PC 橋梁における横じめ工法の問題（Ⅱ）、構造物設計資料、No. 33、pp. 22-26、1973.

PC 橋に関する海外の話題 —JICA による維持管理技術者育成の海外展開、 fib Model Code の改訂状況—

国際委員会 長岡技術科学大学 下 村 匠
東京大学 長 井 宏 平

1. JICA による維持管理技術者育成の海外展開

日本では橋梁に代表されるインフラ構造物の維持管理の重要性が認識され、橋梁では5年に1度の点検が制度化され、点検結果をもとに診断、補修などの処置、記録のサイクルが地方自治体を含め日本全国で実施されている。効率的な維持管理のために点検方法や補修工法などの技術開発とともに、取得したデータの分析に基づき管理の優先順位を付けるなどのマネジメント技術も、ICT 技術やデータサイエンス技術の急速な発展とともに適用が進んでいる。一方、開発途上国などでは現在でも新規建設が旺盛であり、日本の建設産業の海外展開は他国との厳しい競争があるものの拡大していくと見込まれる。しかし新規建設プロジェクトについては、他国企業に比較して日本の強みがどこにあるのか、価格競争も含め概して容易ではないとの認識が持たれている。

他方、日本企業の直接的な利益にすぐには結び付かないものの、維持管理については日本の技術と制度はとくにアジア圏において優れている。これをインフラが整った国だけでなく開発途上国のような新規建設が進む国に現段階から維持管理の重要性を認識してもらい、質の高いインフラ建設と維持管理を海外へ広めることは国際貢献として意義が深だけでなく、日本の維持管理技術と制度の海外展開の可能性を拡大できると期待できる。

しかし、途上国の現状は新規建設への意識が主であり、維持管理については必要性の認識はあるものの具体的な技術や制度の導入は遅れている。このような背景のもと、国際協力機構（JICA）では技術協力プロジェクトなどを通して点検技術の移転や橋梁データベースの導入などを進めてきたが、現在は道路アセットマネジメントプラットフォーム（RAMP）を立ち上げ、より人材育成に主眼を置いた多層的な取り組みを始めており、本稿ではその活動概要を紹介する。詳細な活動に興味がある方は、RAMP の HP をご覧頂きたい^{1), 2)}。

1.1 RAMP の立ち上げ経緯

JICA では道路橋梁維持管理の技術協力プロジェクトを長年に渡り続けており、点検制度やデータベースの構築などの支援を各国に行ってきた。建設プロジェクトと異なるのは、技術協力プロジェクトで導入した維持管理の制度をその後は各国が独自に継続的に運用し、インフラの状況や技術開発に応じて更新していく必要があることである。そのため継続性を保つためには、それを担う人材の育成が重要となる。そこで道路アセットマネジメントプラットフォーム（RAMP）を2017年10月に立ち上げ、道路橋梁維持管理技術協力プロジェクト、道路交通分野の課題別研修、長期留学生の受け入れを中心とした活動を有機的に行う枠組を構築した。とくに人材育成や日本

技術の速やかな移転のために、産官のみならず、大学に各国の維持管理技術者を長期研修生制度を活用して留学生として受け入れてもらうとともに、大学の研究者に技術協力プロジェクトに直接的に参画をしてもらうことで、中長期の教育を通じた人材育成を行うことに新規性がある。この背景には、内閣府の戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）のインフラ維持管理・更新・マネジメント技術（2014－2018）における国際展開活動の中で JICA との協力について覚書が締結され、これを土木学会が引き継ぎ活動を継続されることで（2019年覚書締結）、円滑な協力体制が作られていることがある。JICA にはこの活動の国内支援委員会が、土木学会にはインフラメンテナンス総合委員会新技術適用推進小委員会国際展開部会が設置され、それぞれ筆者である長井が委員長と部会長を務めており、JICA と学会・大学との連携の役割を担っている³⁾。

1.2 技術協力プロジェクト

ここでは、RAMP の活動のうちのいくつかを紹介する。道路橋梁維持管理の技術協力プロジェクトでは、基本的に対象国との約3年間のプログラムで、各国の状況に応じて必要な維持管理の技術移転や制度策定の支援を行っている。国の状況もさまざまで、管理橋梁数や気候、維持管理担当部署の人員や予算も大きく異なり、事前の状況把握と目標設定が重要となる。橋梁台帳が電子化をされていない場合も多い。ICT 技術活用やデータ分析のためには位置情報を含んだデータベース構築は重要であり、日本国内でも適用が進んでいるタブレット端末を用いた橋梁点検システムは取り扱いのしやすさもあり、好評である⁴⁾。また、損傷橋梁のモニタリングも途上国では過度に劣化しながらも供用を続ける場合も多いため、必要とされている技術であり⁵⁾、日本での技術開発や適用事例が有用である（写真－1.1、写真－1.2）。日本でもこれらの技術開発の速度は速く、適用例も先端技術を用いたものから簡易なものまであり、海外での適切な技術適用が重要となるため、大学の研究者の参画が効果的である。また、維持管理の概念の理解や技術やデータの活用を対象国の技術者が理解し、プロジェクト終了後に独自に運用する必要があるため、人材教育も重要であり、ここでも大学の研究者が講義やセミナーを通して教育を行うことに意義がある。

例えば現在、ラオスのプロジェクトに西川貴文准教授（長崎大学）が、ザンビアでは木下幸治准教授（岐阜大学）、ミャンマーのプロジェクトには筆者である長井が参画している（写真－1.3）。長崎大学と岐阜大学は各県での維持管理技術者育成プログラムを運営しており、その知識が対象国の人材育成でも活かされる。



写真－1.1 劣化橋梁の例（ミャンマー）



写真－1.2 タブレット端末橋梁点検（カンボジア）



写真－1.3 橋梁調査（ミャンマー）

1.3 課題別研修

JICA では道路交通分野の課題別研修を運用しており、コロナウイルス感染拡大前は例年、約20か国から道路橋梁維持管理技術者を日本に招き4週間程度の教育プログラムを実施している。参加者は維持管理サイクルの概念、構造物の劣化の原因や事例、点検方法、補修技術などを座学と演習を通じて学ぶとともに、日本国内の補修やリニューアルの工事現場、劣化構造物の見学などを通じて、広範な維持管理に関する知識と技術を学ぶことができる。また、橋梁の点検データ分析の演習などを行うこともあり、未だデータベースが整わない国からの参加者には、橋梁データベースが整備されるとできることを実感してもらえる(写真-1.4)。現在はコロナウイルス感染拡大のため来日しての研修に代わり、オンラインによる講義を実施しているが、対面のほうが効果は高く、状況が改善されることが望まれる。

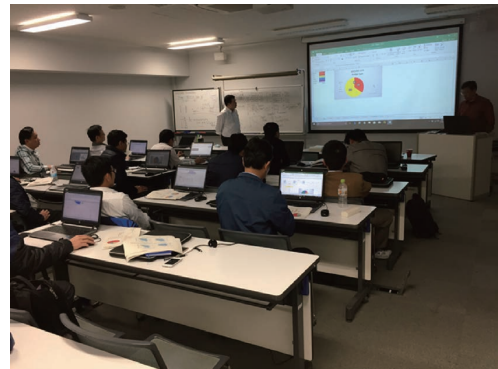


写真-1.4 橋梁点検データ分析演習

1.4 長期研修生制度(留学生プログラム)

各国で維持管理システムを継続的に運用し必要に応じて更新をしていくためにはコアとなる人材の育成が重要である。そのための長期研修生制度(留学生プログラム)が開始されている。これは、主に技術協力プロジェクトを実施中または終了直後の国から候補者を推薦してもらい、日本の大学の修士課程または博士課程で学ぶ制度で、JICA が費用を支援するものである。これまでに20名を超える研修生が日本で学んでいる。例えば筆者である長井の研究室からはカンボジアからの研修生が修士課程を修了し、現在もミャンマー、ブータン、フィリピンからの研修生が修士課程の学生として学んでいる。研修生はいずれも道路橋梁維持管理を担当する実務者で、各国での課題の解決に繋がる研究テーマを設定している。各国で実データの分析なども行い有用であるとともに、点検画像から機械学習を用いて損傷検知をするプログラムを研修員自身で作成するなど、帰国後には独自に技術開発をできる知識を身に着けるなどしている。また、JICA では研修員が一堂に会する場も設けており、見学会、セミナー、研究発表会などを開催している(写真-1.5)。日本の大学に2～3年の長期滞在をすることで、知識の習得とともに日本文化に触れ日本的な感覚を理解してもらえる機会となる。研修員は比較的若手で将来は各国の道路橋梁分野で中心的な存在として活躍する人材であり、維持管理分野に限らず将来に渡りさまざまな場面で日本との懸け橋となると期待している。

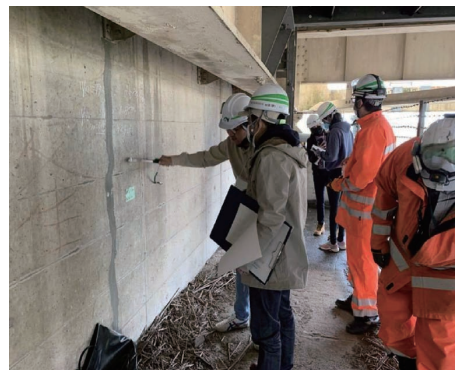


写真-1.5 長期研修生(留学生)向け講習(JICA RAMP HP より)

1.5 おわりに

道路橋梁分野での海外展開はプロジェクトの大きさとしては新規建設がほとんどであり、維持管理事業によって海外で利益を上げることは容易ではない。しかし日本は維持管理の重要性を認識しており、途上国も遠くない将来に同じ問題に直面する。また、効率的な維持管理のためには質の高い計画・設計・施工が重要であることも長年の経験から学んでいる。それを見越した知識と技術の移転、人材育成を日本から海外へ行うことは、長期的には新規建設プロジェクト獲得にもつながると期待できる。

RAMP の活動により多層的な技術移転と人材育成の場が整えられた。将来的には人材育成やネットワーク構築の結果として維持管理分野に限らず大きな展開に繋がっていくことも願いたい。

2. *fib* Model Code の改訂状況

fib (International Federation for Structural Concrete) はスイスに本部を置く構造コンクリートに関する国際学会であり、2022年現在三井住友建設の春日昭夫氏が会長を務めていることがわが国では有名である。*fib* は CEB (Euro-international Committee for Concrete、ヨーロッパコンクリート委員会) と FIP (International Federation for Pre-stressing、国際プレストレストコンクリート協会) が合併して1998年に設立された。わが国は *fib* が CEB-FIP であった頃から、人的、技術的な交流がある。そのひとつが CEB-FIP ~ *fib* が代々作成してきたコンクリート構造の設計規準である Model Code が、わが国に大きな影響を与えてきたことである。ここでは *fib* Model Code の沿革と現在の改訂状況について紹介する。

2.1 *fib* Model Code の沿革

fib の前身である CEB は1953年に、FIP は1952年にそれぞれ設立された。両者は、研究成果の実務への展開を国際規模で行うことで目的が一致していたことから、古くから協力関係にあったようである。

1964年に CEB により、現在の Model Code まで引き継がれている限界状態設計法による設計概念が提案された。その後1970年に CEB と FIP の共同作業により、この考え方に基づく設計規準が作成された⁶⁾。これらはまだ Model Code とは名乗っておらず、文書の書類は Recommendation であるが、Model Code の前身として位置づけられている。

最初の CEB-FIP Model Code は1978年に出版された (図-2.1)。ヨーロッパの国々を中心として国を越えて技術的・学術的知見を集積し、技術の将来動向と実務を睨みながら、議論と合意を経て体系化された設計規準は、わが国の技術者・研究者にも刺激を与え参考にされた。土木学会コンクリート標準示方書では、CEB-FIP Model Code にならい近い将来限界状態設計法による設計体系に移行するための準備がこの頃に開始され⁷⁾、1986年制定の示方書〔設計編〕で制式採用された。また、CEB-FIP Model Code はコンクリート構造の設計に関する Eurocode 2 の重要な基礎にもなっている。このように、各国の国内コードや各種の実務的な設計規準の模範となることも Model Code の役目である。

1991年には改訂され、CEB-FIP Model Code 1990 (MC90) が出版された (図-2.1)。MC78 を継承し、多くの形式の構造物を広くカバーすること、構造物の性能に関連する基本的な特性である力学的挙動を合理的に記述することを念頭に完成度が高められた。改訂作業への貢献者の名簿には尾坂芳夫先生ら日本からの委員の名も確認できる。

CEBとFIPが統合され*fib*となった後、2013年に*fib* Model Code 2010 (MC2010)が出版された(図-2.1)。これが現行版ということになる。個々の内容ではMC90以降の技術の進歩を取り込みながら、全体として、構造物の設計から、施工、維持管理、解体までのライフサイクルを対象としたこと、繊維補強コンクリートやFRP補強材などの新材料にも触れたことが特徴である。MC2010の改訂作業の名簿を見ると多くがまだ現役で活躍を続けている技術者・研究者であり、引き続き次期Model Codeの改訂に携わっている人が多いようである。また、多くの日本人も名簿に名を連ねている。



図-2.1 これまで出版された *fib*/CEB-FIP Model Code

2.2 次期 *fib* Model Code の特徴

MC2010が出版されてまだ年数も浅い2010年代半ばに次期 *fib* Model Code の改訂作業が開始された。当初、2020年出版を目標としたため Model Code 2020 (MC2020) と名付けられた。過去の版もそうであったが、実際の出版年は遅くなっても名称はそのままであるので、現在もMC2020と呼ばれて改訂作業が進められている。

MC2020はMC2010をベースとしながら、近年のコンクリート構造物をとりまく情勢への適合を図る方向で改訂が行われている。その大きな特徴は、新設構造物の設計と既存構造物の補修・補強を一つの体系で取り扱おうとしたことである。MC2020では Through-life management というキーワードが掲げられ、現行のMC2010で頭出しされている構造物のライフサイクルをより包括的に、また具体的に取り扱うことになる。現行のMC2010には「Chapter 9 Conservation」という章があるが、これを増強し、補修補強に用いる材料、補修補強工法の選定、補修補強の設計などの記述が充実されるとともに、新設構造物と既存構造物の性能照査で共通記述できる部分は統合するなどの改訂が図られる見通しである。なお、補修、補強を総称して *fib* Model Code では「Intervention」や「Structural intervention」という用語が用いられている。

またMC2020では、近年 *fib* の委員会がよく議論されてきた Sustainability、Conceptual design などについての記述が充実するものと思われる。

2.3 *fib* Model Code の改訂作業

現在、筆者はMC2020の改訂作業に携わる機会を得ている。そこで学ぶことは大変多い。その一つは改訂作業の進め方である。Model Code の改訂は、積み重ねられてきた学術研究の成果、技術的経験、*fib* の Commission (委員会) による多岐にわたる組織的な調査研究活動のいわば集大成として行われる。Model Code 改訂のための専用の Commission と TG (Task Group) は設けられるが、その背後には関連する多くの Commission、TG、SAG (Special Action Group) が存在し、携わる委員の数は膨大である(図-2.2)。委員はヨーロッパの国々の人たちが中心であるが、北米、オーストラリア、日本、中国などからの参加者もいる。日本的な感覚からすれば、全体の調整や議論や意思決定が極めて難しそうな大所帯である。しかし、*fib* の改訂委員会では実にスマートにこれらをこなしている。

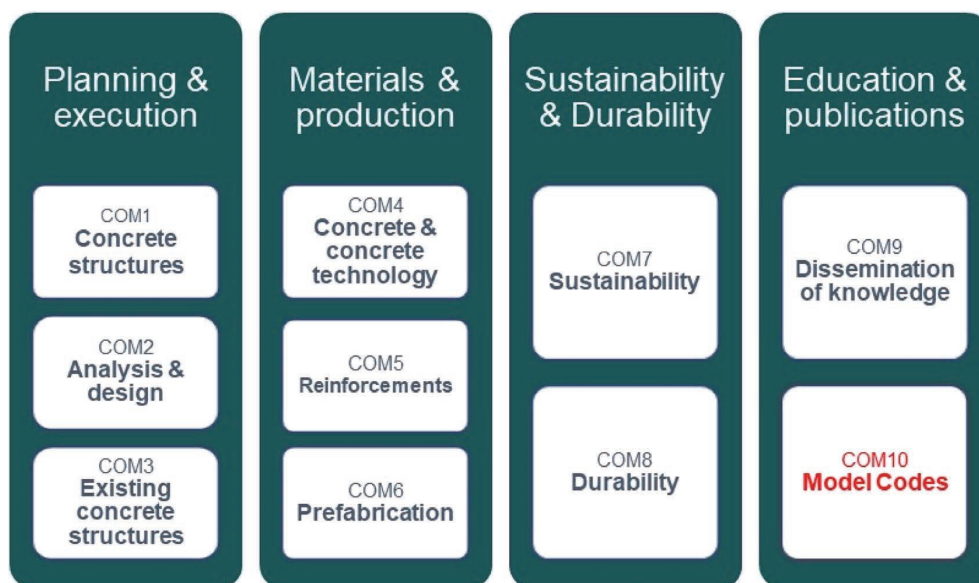


図-2.2 fibのCommission(委員会)

ここ2、3年はコロナ禍で、Model Codeの改訂作業も対面の会議はほぼ行えなくなり、オンラインの会議となったが、それ以前は、頻繁に顔を突き合わせての会議を行っていた。一回の会議の時間も長い。抽象的、概念的な話でも、何時間も飽きずに続ける。議論はうやむやにせず、次回に持ち越してでも納得のゆくまで行う。紳士的であり、感情的にならない。結果を焦って、妥協するようなことはしない。このような風土であるので、大勢の人で時間をかけてよいものができるのだと実感した。

MC2020は2021年末に通読用の一次原稿ができあがった段階である。その後、査読、修正を経て2022年6月のfib Congressごろに2次原稿完成を目指している。その後も出版までにはいくつかのプロセスを経なければならないため、手にするのはまだ先になりそうである。

参考文献

- 1) JICA 道路アセットマネジメントプラットフォーム (RAMP: Road Asset Management Platform)、<https://www.jica.go.jp/activities/issues/transport/ramp/index.html>.
- 2) 金縄知樹: JICA 道路アセットマネジメントプラットフォームの取り組み、土木学会誌、Vol. 105、No. 6、pp. 18-21、2020.
- 3) 長井宏平: SIP インフラから土木学会へーこれまでの活動と学に期待される今後の展開ー、土木学会誌、Vol. 105、No. 6、pp. 12-15、2020.
- 4) 渡邊正俊、井林康、五艘隆志、皆川勝: 開発途上国における橋梁維持管理の課題と橋梁データベース作成システムのカンボジア全国レベルでの導入・実践、土木学会論文集 (F5)、Vol. 77、No. 1、pp. 70-83、2021.
- 5) 長井宏平: ミャンマーの損傷吊橋の構造性能評価と維持管理プロジェクト、橋梁と基礎、2020年10月号、pp. 58-59、2020.
- 6) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法、共立出版、1978.
- 7) 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法試案、コンクリートライブラリー、No. 48、1981.

PC アーカイブ 「嵐山橋」

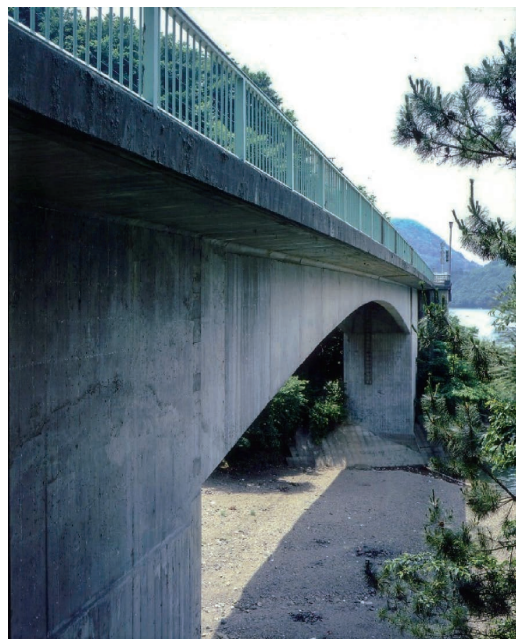
三井住友建設(株)

永 元 直 樹

1. はじめに

PC 工学会では、PC 技術の継承と普及、および振興を図ることを目的に、わが国における PC 技術の導入と発展およびその普及の歴史を取りまとめ、発信する PC アーカイブス委員会（委員長：前田晴人）を設立し活動している。第48回の PC 技術講習会（2021年度）では、その一環としてわが国における本格的なポストテンション PC 橋の第一号であり、PC 構造物で初の重要文化財となった「第一大戸川橋りょう」の歴史的な経緯を紹介した。これにより、わが国において PC 構造物の設計・施工規準の整備が進み、ポストテンション方式をはじめ PC 構造物の普及がどのようにして行われていったかを知るうえで有意義であった。

本稿では、現在の長大 PC 橋の建設において必須である張出し架設工法のわが国への導入の経緯と、その国内第一号となった「嵐山橋」（写真－1）の設計・施工について紹介する。



写真－1 嵐山橋

2. ディビダーク工法の日本国内への導入

2.1 張出し架設工法の開発の歴史

張出し架設工法は、ドイツの Dyckerhoff & Widmann KG（現 DSI 社、以降 D&W 社）の技術者であったウルニヒ・フィンスターバルダー（Ulnich Finsterwalder）博士によって発明された。アイディアはすでに1929年（昭和4年）には提唱されていたが、本工法によってはじめて架設されたのは Lahn 川（ドイツ、ライン川右岸側の支流）上に1950年（昭和25年）に架けられた Balduinstein 橋（支間長 62m）である。本工法の出現により、それまで支保工上での施工やプレキャスト桁の架設などでしか建設し得なかったコンクリート橋が、桁下の制約条件の影響を受けず架設可能になった。また、連結可能な PC 鋼棒を使用することにより、長支間にも対応可能となり、深い溪谷や大河川、海峡上への架設が可能となり、PC 橋の発展に極めて画期的な発展をもたらした。

その後、本工法は世界中で飛躍的に発展し、1950年代後半には最大支間長が 100m を超える多径間連続橋梁も建設されるようになった。さらに、1998年（平成10年）にはコンクリート桁橋

形式としては世界最長となる支間長 301m を有する Stolma 橋もノルウェーに建設され、PC 橋の適用拡大に貢献している¹⁾。

一方、わが国においては嵐山橋（1959年（昭和34年）、支間長 51m）の建設後、同年 8 月に着工した橋長 800m、PC12径間連続桁橋の名田橋（写真－2）をはじめとする多くの橋梁が本工法で建設されるようになった。その後、1976年（昭和51年）にはコンクリート桁橋としては当時世界最長となる浜名大橋（支間長 240m）が建設されるとともに、現在では2,800橋を超える施工実績を誇るなど、世界有数の張出し架設工法の実績国となっている。



写真－2 1959－1963年にディビダーク工法で建設された名田橋（徳島県）

2.2 ディビダーク工法と日本との出会い

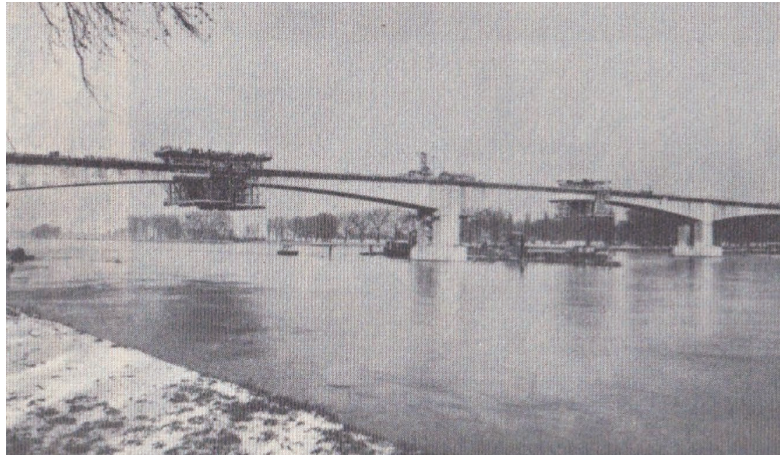
1947年（昭和22年）に財閥解体によって住友の母体である住友鉱業(株)から分離独立、1950年（昭和25年）に株式会社となった別子建設(株)（現三井住友建設(株)）の創業者である齋藤武幸氏は、設立間もない会社の成長のために独自技術の導入を図りたいと考えていた。このため、齋藤氏は第二次世界大戦の傷跡も冷めやらぬ1952年（昭和27年）、戦時中に途絶えていた欧米先進国の建設事情、とくに建設技術の推移を調査するべく渡欧を決意した³⁾。当時は連合軍の占領下であったため日本人の海外旅行に対しては制限が厳しく、旅費として認められる外貨の割り当ても窮屈な時代であった。また、現在のように旅行代理店なども普及しておらず、旅程の立案も困難であったと推測できる。そこで、満州鉄道ベルリン駐在員を長く務めヨーロッパの事情に詳しい西畑正倫氏（齋藤氏の大学以来の友人、のちの千代田コンサルタント社長）にガイド役を頼み、何とか渡欧した（写真－3）。



写真－3 渡欧時の齋藤氏と西畑氏⁴⁾
（左から3番目が齋藤氏、5番目が西畑氏）

8月6日午前1時に羽田空港を出発し、沖縄→マニラ→カルカッタ→カラチ→テルアビブ→ローマ→チューリヒの各地で飛行機を乗り換え、39時間をかけてフランクフルトに到着した。当時はプロペラ機であり、給油そのほかで多くの空港を経由する必要があるようである。その視察の中、ライン川下りをしている最中に、たまたま長大径間を有するコンクリート橋を架設して

いる現場に遭遇した。その橋梁は支保工などを使用せず、ライン川上に張出し架設中であった Nibelungen 橋（3 径間連続 PC ラーメン橋、橋長 320m、支間長 101.6+114.2+104.2m、日本では本橋が Worms に位置していたため、ヴォルム橋と呼ばれていた）である（写真－4）。コンクリート橋として世界最長規模を誇る本橋を、架設用の足場さえもなしにライン川に架設していた様を見た齋藤氏は驚愕した。



写真－4 架設中の Nibelungen 橋⁴⁾

当時、すでにわが国にはプレストレスト・コンクリートの技術は導入されていたが、フレシネー工法（1952年（昭和27年）導入）によるプレテンション桁やポストテンション桁、あるいはプレテンションによる小型部材などが主であり、この規模の橋梁は情報すらなかった。齋藤氏は早速その現場の技師（Dr. Georg Kern）のもとに押し掛けた。施工者は D&W 社であり、その施工法は同社が開発したディビダーク工法であることを教わる。これを天の啓示と感じ、早速ミュンヘンの D&W 社の本社を訪問し、日本への技術導入の可能性について打診する^{3)、4)}。さぞかし同社の方々は驚かれたと推察する。

ここで、ディビダーク工法の特徴は、フレシネー工法で使用していた PC 鋼線または鋼より線の代わりに当時は大容量であった直径 26mm の PC 鋼棒を使用し、支保工を用いず橋台または橋脚から主桁を片持ち梁として順次張出しながら施工する点にあり、長大橋の架設には極めて有利な工法といえる。当時、旧西ドイツではすでに本工法により最大支間長 123m に及ぶ Neue Mosel 橋を施工していた。

2.3 わが国への導入の障壁とその対応

D&W 本社を訪問した齋藤氏との協議の中で、同社からは以下の 2 つの条件が提示された。

- ①日本で本工法に使用できる高性能な PC 鋼棒が製造可能か。
- ②日本において、本工法の適用拡大が望めるか。

齋藤氏はその場は日本にて確認したうえで回答することにしてひとまず帰国した。帰国後、住友財閥最後の総理事を退任された古田俊之助氏の自宅を訪問し訪欧の報告をしたが、その中で PC 鋼棒の製造の話になった。この話を聞いた古田氏は同じ住友系列の住友電気工業(株)を斡旋した。住友電気工業(株)でも、当時の社長であった岸氏が本案件を積極的に取り組むことを決断し、D&W 社の希望する規格の PC 鋼棒の製作研究に取り組んだ。その精力的な研究開発によって、

5年後には所定の規格のPC鋼棒を製造可能となった。これにより1番目の条件は対応可能となった。

一方、その間に別子建設(株)では取締役の中島儀八氏を1953(昭和28年)に旧西ドイツに派遣し、ディビダーク工法について調査研究を行っていた。その中で中島氏はコブレンツにあるモデル橋の建設現場に1週間泊まり込み、その施工法の細部にまで調査した。中島氏はその後も何度となく旧西ドイツに渡り、調査研究を進めた。また、のちに嵐山橋の現場所長を担う今井 勤氏も派遣し、より詳細な施工技術の習得を目指した。

中島氏は1回目の現地調査ののち、その調査・研究の結果を対外発表した。このことは、ピアノ線によるフレシネー工法が普及し始めた段階のわが国において大きな反響を生んだ。

なお、別子建設(株)はこの渡欧以前からPC技術に注目しており、1953年(昭和28年)には同社の工場内にプレテンション用の試験設備を製作し、プレテンションPC矢木の試作を行いトンネル坑内に試用するほかプレテンション桁を試作したりしていた。また、翌1954年(昭和29年)には新居浜にPC工場を建設し、PC矢木と橋桁の本格的な生産を開始している。また、1955年(昭和30年)にはフレシネー工法の再実施権を取得して同工法を適用したポストテンション桁橋である新居浜市の宮西橋や広島県初の滝山川橋をはじめとする桁橋の建設を始めていた。すなわち、日本国内でも独自にPCに関する技術の研鑽と実績を積み上げており、これがディビダーク工法の導入の礎になったと考えられる。また、PCが木材や鉄鉱石などの資源に乏しいわが国において、社会資本を効率的に整備し急速に発達させるために有効であり、普及を推進すべきとの認識からPC技術の各種普及活動も実施していた^{2)、4)、7)}。さらに、技術導入の後もD&W社との交流を深め、同社との継続的な関係を築いていった(写真-5)。



写真-5 D&W社役員のフィンシュターバルダー夫妻と齋藤²⁾(1980年ミュンヘンにて)

②については、当時のわが国においてはフレシネー工法の原理特許が存在しており普及しつつある状況にあったため、このような中でディビダーク工法に対する需要が見込めるか、というのが趣旨であった。すなわち、本工法による大規模橋梁架設の気運がわが国で盛り上がりえない限り、D&W社としては技術提携を保留するということであった。このころ、神奈川県が相模湖畔に嵐山橋の架替えを計画しており、別子建設はこれにディビダーク工法の採用を申し入れ、県当局もこれに積極的に応じた。

これらにより、技術導入の前提条件は整い、1958年(昭和33年)8月、住友電気工業(株)がディビダーク工法の日本および極東における実施権を取得し、別子建設(株)が再実施権を取得して嵐山橋の施工へと向かった。なお、ディビダーク工法の現地での実施権交渉においては、住友商事(株)の西ドイツ駐在員であった福島繁慶氏の尽力もあった³⁾。

上記を含む一連の時系列を、PCに関連するそのほかの出来事とともに表-1に示す。

表ー１ ディビダーク工法導入までの流れとその他の PC に関する出来事

西暦	和暦	出来事
1886	明治19年	(アメリカ) ジャクソン特許：コンクリート部材にプレストレスを導入する方法
1888	明治21年	F. W. Döhring ドイツ特許取得
1928.11	昭和3年11月	フレシネーが特許を仏国で取得：定着装置を用いた補強コンクリート製品の製造
1929.10	昭和4年10月	フレシネーが日本国に特許出願：補強コンクリート製品の製造法：PC の理論と方法に関する原理特許
1939.09	昭和14年9月	PC を最初に国内で紹介：吉田安彦（福井高等工業学校教授）
1941.03	昭和16年3月	ホイヤーが日本国で特許取得：定着装置を用いずに鋼線を定着可能
1942.11	昭和17年11月	「鋼弦コンクリート」を発刊（原久米太郎）：独国 ホイヤー著「DerStahlseitenbeton」の翻訳
1949.09	昭和24年9月	(日本) フレシネー特許の延長1956年5月まで延長：1949/09/01連合国人工業所有権戦後処置令
1950.03	昭和25年3月	別子建設㈱設立（3月）
1950	昭和25年	ディビダーク工法による張出し架設工法を初適用した Balduinstein 橋がドイツに完成
1951.05	昭和26年5月	ドイツで最初のカンチレバー構造の大型プレストレストコンクリート橋であるライン川ヴォルムズの Nibelungen 橋（ディビダーク工法、橋長 744m）着工
1951.09	昭和26年9月	対日講和条約、日米安保条約調印
1952.07	昭和27年7月	極東鋼弦コンクリート振興㈱設立
1952.07	昭和27年7月	仏国・S.T.U.P 社（現 Freyssinet 社：Soletanche Freyssinet グループの子会社）と FKK が技術提携、STUP 社の極東地域総代理店となる（7月）
1952.08	昭和27年8月	齋藤武幸渡欧。ライン川下りで Nibelungen 橋に出会い、D&W 社に工法導入の打診を行う。
1953.01	昭和28年1月	齋藤武幸から住友電気工業㈱に PC 鋼棒開発の話が伝わる。
1953.03	昭和28年3月	別子建設㈱新居浜市磯浦工場内に PC 試験設備設置して、プレテンション方式の PC 矢木を試作し別子銅山坑内で試用。また、橋桁を試作し別子工業所講堂前の小川に架設した。
1953.04	昭和28年4月	朝鮮動乱休戦成立（4月）
1953.04	昭和28年4月	Nibelungen 橋開通
1954.06	昭和29年6月	別子建設㈱、新居浜に PC 工場を建設しプレテンション矢木と橋桁の生産体制を整備する。
1955.04	昭和30年4月	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」発刊
1955.05	昭和30年5月	別子建設㈱フレシネー工法の再実施権取得。新居浜市にポストテンション方式の宮西橋を架橋
1956.04	昭和31年4月	日本道路公団設立（4月）
1956.05	昭和31年5月	日本材料試験協会 鋼棒使用 PC 設計施工指針（案）発行
1958.01	昭和33年1月	別子建設㈱神奈川県から嵐山橋受注
1958.02	昭和33年2月	プレストレストコンクリート技術協会（現：PC 工学会）発足、FIP に加入（2月）
1958.08	昭和33年8月	住友電気工業㈱ D&W 社よりディビダーク工法の実施権取得。別子建設㈱同工法の再実施権取得
1959.03	昭和34年3月	嵐山橋完成
1962.05	昭和37年5月	第4回 FIP ローマ、ナポリにて開催（5月）

3. 嵐山橋へのディビダーク工法適用

3.1 神奈川県の尽力

嵐山橋へのディビダーク工法の適用にあたっては、当時の神奈川県における土木部道路課長の能登尚平氏や、同じく土木部橋梁係長の上前行孝氏（後の首都高速道路公団神奈川建設局長）の尽力と、神奈川県の当時の内山知事の決断によって実現した。また旧建設省においても当時の建設次官であった米田正文氏による省内の理解促進への尽力があって了解が得られた³⁾。

第二次世界大戦後、国土が荒廃した中で1955年（昭和30年）前後には日本は本格的な復興に歩み出していた。橋梁分野においてもその当時を契機として新材料、新構造形式の橋梁が建設され始めた。その当時、神奈川県では日本の橋梁界をリードするような技術やわが国で初めてとなる構造形式、規模、あるいは新材料による橋梁が次々と生まれ、話題を提供していた。材料的な面では高張力鋼の利用、高力ボルトの採用、道路線形に自由度を与える曲線桁の実施、そしてドイツの構造理論を日本に導入し開花させたディビダーク工法、斜張橋、鋼床版箱桁橋、プレキャストセグメント橋などのさまざまな取り組みを実施していた。この神奈川県での沸き立つような動きがその後のわが国での橋梁技術発展に大きく影響を及ぼした。

その中でも嵐山橋は、当時のコンクリート橋の概念を破り、コンクリート橋の新たな可能性を生み出したディビダーク工法を適用したわが国初の橋として記念すべきものであった。PC 橋の支間長においても、それまでの 40m から 51m へと伸びたこと、および橋台と主桁との連結方

法を工夫することにより高さ約 11m の中間橋脚が厚さわずか 400mm の壁式橋脚で成立可能なことを提案したことなどが大きな特徴である(図-1)。主桁は π 形断面であるが(図-2)、設計では上床版を版として取り扱い主桁のねじり剛性、横桁の剛性をも考えた設計など、ドイツで常識となっていた思想を日本に移入した端緒となった。この設計計算書を受け取った神奈川県 of 技術者たちは、これらを含めたすべての設計概念そのものを掴むことに傾注した。その中で時には計算書に誤りを見つけドイツ側に訂正を求めたり、地震の概念の無いドイツに耐震設計を教授したりした点も興味深い。また、ドイツと日本では橋梁設計の習慣の違いなどがあったが、設計を指導した D&W 社のショルツ氏と大論争の末、細部ではかなり変更を加えたとの記述が残っている⁸⁾。

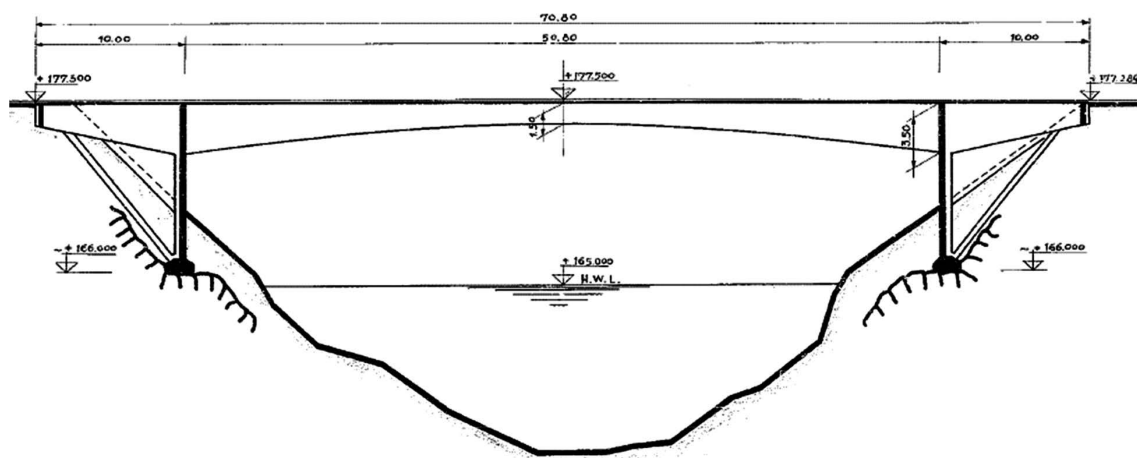


図-1 嵐山橋側面図

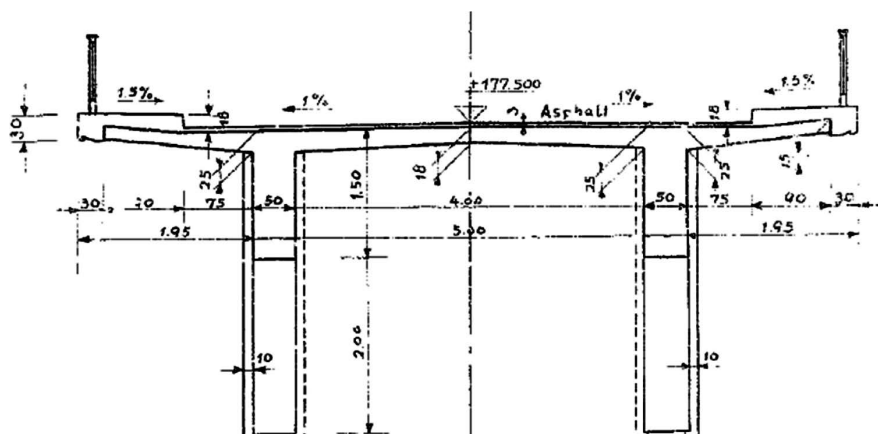


図-2 主桁標準断面図

神奈川県 of 技術者たちは、これらの経験を通じてドイツ流の土木技術に関する考え方を学び、外国との交流が少なかった当時、海外の技術に目を向けた功績は大きい。その後、県を巣立った技術者のほとんどが外国へ留学するようになったのも、この嵐山橋をはじめとする海外技術導入の経験の影響であった。

このタイプの橋梁が神奈川県で最初に採用された陰には、それまでの種々の新形式への挑戦が旧建設省にも認められ、その積極的な支持を得たこと、また、「実験的橋梁を県が率先して行う

必要はなく、国の仕事である」という声に対して、神奈川県でなければならないと根強く説得した県の技術者の頑張り、工法輸入に努力した別子建設、住友電気工業(株)の熱意、それを温かく見守った内山知事の英断などが挙げられる⁸⁾。

実は、嵐山橋の前に、神奈川県では城ヶ島大橋にディビダーク工法を採用する提案があったようである。ただし、この時は橋梁の専門家を集めた会合で特許の関係と施工性についての不安があり、時期尚早として見送られた経緯がある。城ヶ島大橋自体は検討の結果、鋼床版の設計手法が確立していない中での鋼床版連続箱桁橋として設計・施工された。また、本橋にはその後の溶接用高張力鋼の規準となった高張力鋼（HSJ）が大々的に採用された。

3.2 D&W 社への設計依頼

嵐山橋はわが国におけるディビダーク工法適用第一号となったが、前述のように、嵐山橋の中央径間は 51m と、当時のわが国におけるコンクリート橋の最大支間長 40m を上回る支間長を有し、張出し施工法をわが国で実施し、その優位性を提示するとともに、新しい構造形式を適用するにも最適の条件であったといえる。その設計はディビダーク工法の実施権契約が整う前の 1957年（昭和32年）8月に別子建設から D&W 社に発注され、D&W 社もこれを快諾している。そして翌58年3月には図面が到着した。

4. 嵐山橋の設計

4.1 設計概要

旧嵐山橋は1952年（昭和27年）に架設された木造吊橋であったが、交通量の増大と自動車の大型化によって危険な状態となっていた。とくに路線バスの通行時には橋の直前で乗客をいったん降ろし、徐行して通行した後に再び乗車してもらうなどの重量規制によって何とか通行している状態であり、早期の架替えが期待されていた。この橋梁の架替え事業の計画においては、兩岸の橋台は比較的良好な地盤の上に位置していることも幸いであった。現地測量の結果とともに D&W 社に提示された設計条件は以下のとおりである。

- ・ 橋長：75m
- ・ 有効幅員：7m
- ・ 設計荷重：TL-20、水平震度0.2、鉛直震度0.1
- ・ 適用基準：上記以外は DIN1045、4227を適用
- ・ 使用 PC 鋼材：PC 鋼棒67/100（表－2）
- ・ 構造形式：設計者に一任

表－2 使用した PC 鋼棒の機械的性質および化学成分

機械的性質	引張強度			降伏点強度			伸び	
SEC.H67/100	>100kg/mm ² (>980N/mm ²)			>67kg/mm ² (>657N/mm ²)			> 8 %	
化学成分	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	V
	0.55～0.65	0.12～0.30	0.60～0.90	<0.030	<0.030	<0.020	0.80～1.10	0.15～0.25

概略検討結果として D&W 社の設計者から提示された構造形式は 4 タイプあったが、その中から旧橋の橋台を負反力対応として補強して使用し、中央にヒンジを有する 3 径間連続有ヒンジラーメン橋が選定され、詳細設計が D&W 社に依頼された¹⁰⁾。採用された構造概要は以下のとおりである (図-1、2)。

- ・構造形式：3 径間連続有ヒンジラーメン橋
- ・主桁断面： π 形断面 (シャイベ構造)、桁高 3.8~1.3m
- ・橋長、支間長：11.9+51.2+11.9=75.0m
- ・幅員：有効幅員 7.0m、総幅員 8.2m

4.2 橋軸方向の設計

本構造は厳密には 5 次不静定構造であるが、中間橋脚を厚さ 400mm の薄板構造とし、主桁に対して曲げ剛性を十分に小さくすることによって橋脚の上下端をヒンジと仮定できるようにしている。このため、計算能力が発展していないこの時代に死荷重時は静定構造、活荷重作用時は一次不静定構造として取り扱うことを可能とし、設計の省力化を可能としている。

主桁の設計は PRC 構造として設計されており、PC 鋼棒の本数低減を図っている (図-3)。また、移動作業車の重量は 48ton (470kN) であったが、この移動作業車が張出し先端に作用している時の主桁の曲げモーメントは設計荷重時の曲げモーメントとほぼ同等であった。このため、非常に合理的な設計となっている。

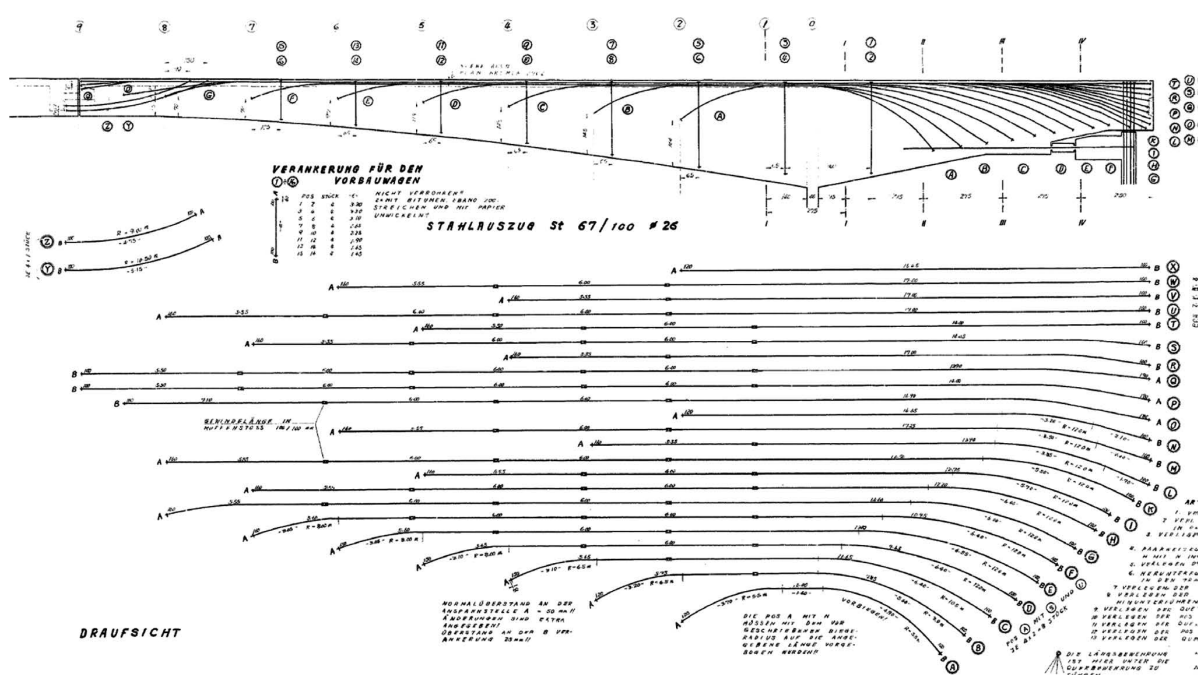


図-3 PC 鋼材配置図

使用した PC 鋼棒は表-2 に示したものであり、許容引張応力度は DIN の規定に従い、引張強度 f_u の 0.55 倍と降伏強度 f_y の 0.75 倍のいずれか小さい方とされており、 $0.55f_u = 55\text{kgf/mm}^2$ 、 $0.75f_y = 50.2\text{kgf/mm}^2$ と $0.75f_y$ が支配的であった。このように、より高い降伏強度を有する PC 鋼棒の方が設計上有効となるため、嵐山橋が施工されている時期には降伏強度 80kgf/mm^2 、引

張強度 $105\text{kgf}/\text{mm}^2$ の80/105鋼を用いた PC 鋼棒が試作されており実用化の段階に入っていた。このため、これ以降は95/120という材質が開発されるまで、この鋼棒が主に使用された。

設計荷重時には $6.5\text{kgf}/\text{cm}^2$ ($0.64\text{N}/\text{mm}^2$) の引張応力度が主桁上縁に発生するが、この応力度に対しては鉄筋により補強されており、1/2 活荷重作用時にはフルプレストレストとなることを確認している。なお、本橋の主桁は π 形断面であり総幅員は 8.2m であるが、橋軸方向の設計においてはその有効幅をかなり厳密に考慮している。なお、破壊に対する安全度は、DIN の規定に従い1.75以上を確保している。

4.3 橋軸直角方向の設計

床版の設計においては、この当時は FEM 解析などがなかったため、設計曲げモーメントは Pucher の影響線図¹²⁾ によって求めており、この際、ウェブと横桁のねじり剛性を考慮している。中間橋脚には 2 本の主桁からそれぞれ約 475ton (4655kN) の鉛直反力が作用するが、これにより、上端部に最大 $36\text{kgf}/\text{cm}^2$ ($3.5\text{N}/\text{mm}^2$) の水平方向の引張応力度が発生する。これに対しては $\phi 26\text{mm}$ PC 鋼棒を円弧状に12本配置することによって対応している。

4.4 ヒンジ部の設計

支間中央部のヒンジ部であるが、従来は鋼製のヒンジを使用していたが、そのヒンジ部を支持する片持ち部にひび割れが発生するなどの問題が生じていた。そこで、嵐山橋では図-4 に示すようなコンクリート製のヒンジを新たに適用した¹¹⁾。このヒンジは両方から突出した桁を相互に鉛直方向に PC 鋼棒で連結することによって成立している。嵐山橋では $\phi 18\text{mm}$ の PC 鋼棒 8 本を配置した。この構造は鋼製支承を配置していないため、受け桁部の桁高が大きく取れることにより、前述の問題が解決されている。また、鋼部材の摩擦係数に依存することなく水平移動が容易に可能となる。さらに、橋面からの水漏れに対して支承部が腐食し機能不全に陥る危険性も排除できている。なお、この中間ヒンジ部は60年以上経過した現在においても健全に機能している (写真-6)。

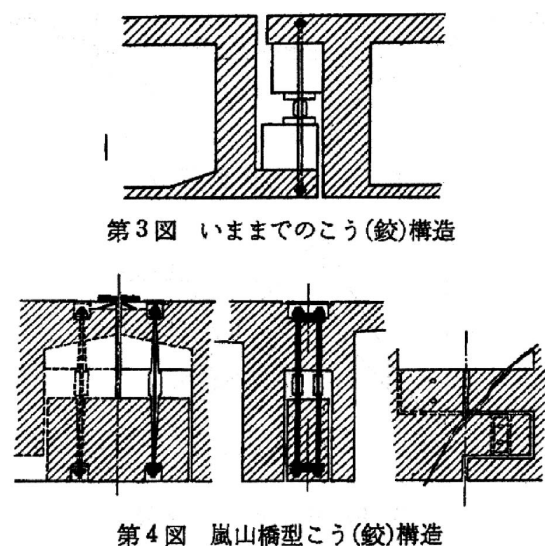
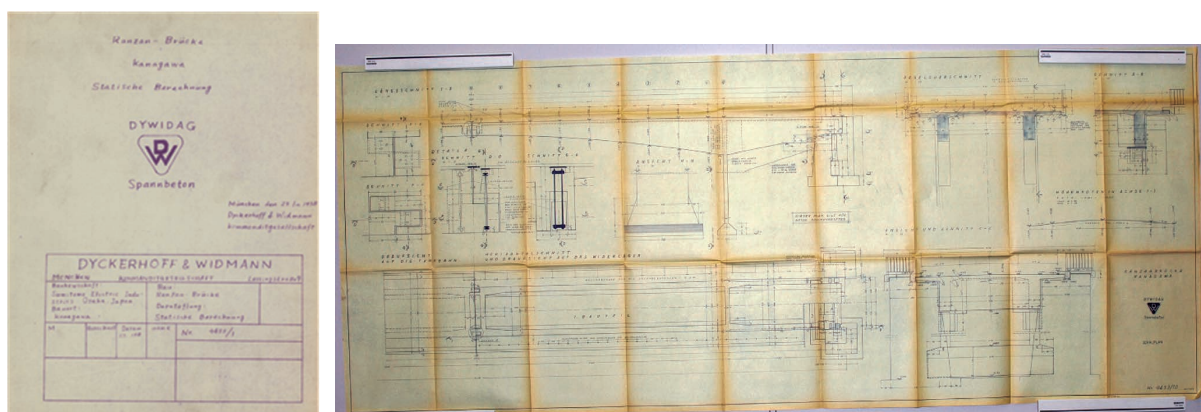


図-4 従来のヒンジ構造と嵐山橋のヒンジ構造の比較¹¹⁾



写真-6 現在の中間ヒンジ部

これらの計算はさまざまな定理や理論を用いてすべて手計算で行われており、科学技術が発展した今の立体FEM解析を多用した設計と比べてどちらが技術的に優れているのかは議論が分かれるところであろう。なお、この時の青焼きの設計計算書と設計図が土木研究所に貯蔵されているのが2008年(平成20年)に発見された(写真－7、8)。当然、いずれもドイツ語表記であり、D&W社の名称が記されている。



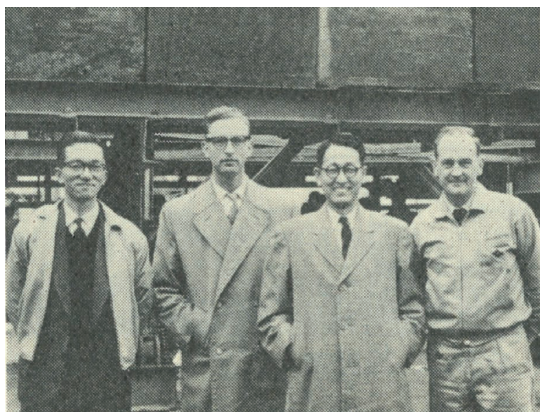
写真－7、8 土木研究所に貯蔵されていた嵐山橋の設計計算書と設計図

5. 嵐山橋の施工

5.1 施工概要

嵐山橋の工事は1958年(昭和33年)5月に正式に発注され着工した。まずは木製の旧橋の撤去から取り掛かったとともに、現地に生コンプラントも建設された。現在ではコンクリートは市中の生コン工場から購入することが多いが、当時は現場ごとに生コンプラントを建設、自ら管理していた。なお、旧橋の木製吊橋の主塔部分は架設用のケーブルクレーンの支柱として利用された。

旧橋の撤去と生コンプラントの建設が終了した同年8月7日にD&W社からハインツ・ペーター・ショルツ技師長と、ロイス・ゲオルグ・マルヘッティ職長が来日した。その後、嵐山橋の現場近くのホテルに泊まり込み、3か月にわたって技術指導を行った(写真－9、10)。



写真－9 ショルツ技師長(左から2番目)とマルヘッティ職長³⁾



写真－10 現場で指導中のマルヘッティ職長

新橋の施工は、中間の壁式橋脚（圧力壁）から開始された。その後、主桁の側径間部分が固定支保工により架設された。側径間コンクリートの硬化後に橋台部分との連結が行われ、移動作業車の組立て、中央径間部の片持ち張出し架設（3m × 8 ブロック）へと移行した。なお、移動作業車は現在のものと比べるとかなり簡易であり、重量は 48t（470kN）と軽量であるが、その基本的な構造は今と大きく変わらない（図－5）。

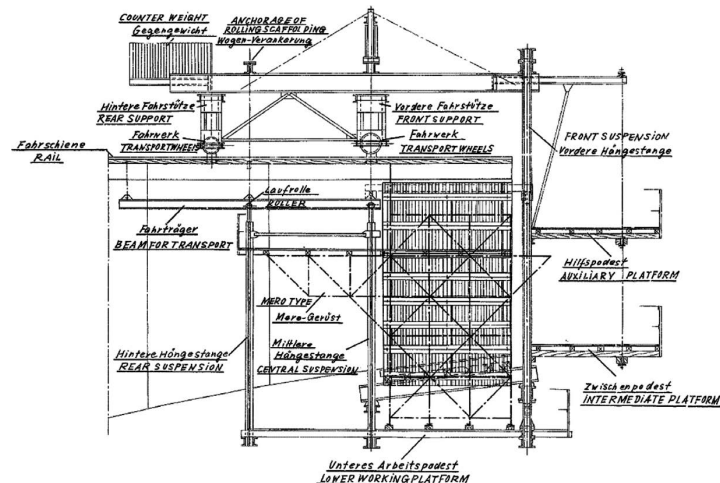


図-5 使用した移動作業車

5.2 コンクリート配合

上部工に使用したコンクリートは、東京大学コンクリート研究室にて当時の国分教授の指導の下に配合設計された。設計基準強度は B300（立方体供試体強度 300kgf/cm^2 (29N/mm^2))、スランプ 3cm のコンクリートである（表－3）。現在では施工性の問題から採用されることはないスランプ 3cm のコンクリートを、当時の入念な施工により実現している。また、使用したセメントは旧小野田セメント製の早強ポルトランドセメントであった。細骨材、粗骨材とも比重は 2.67 と高く粗骨材の実績率は 67% と現在の骨材事情から考えると驚異の数値である。

表-3 主桁コンクリートの標準配合表 (1m³あたり)

最大骨材径	スランプ	W/C	s/a	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	減水剤 Ad
25mm	3cm	41.6%	34.5%	138kg	349kg	655kg	1241kg	7000cc

5.3 PC 鋼棒の配置

橋軸方向のPC 鋼棒の配置形状は、図-3に示すように曲線形状に配置されている。この場合、曲げ半径が20m 以上の場合には曲げ加工を施さずに弾性的に曲げて配置していた。一方、20m 以下の曲げ半径の場合は専用の鋼棒曲げ機械を使用して連続的な曲線塑性曲げ加工を行った。

PC 鋼棒の組立ては緊張端から始め、 π 形断面内でカップリングを行いながら配置していった。なお、カップラー部のシースはその位置がずれないように釘にて仮止めをしていた。また、デッドアンカーとなる固定部分については、ナットと定着プレートがずれないように点溶接にて固定した。当時の PC 鋼棒の定着体を図-6 に示す。

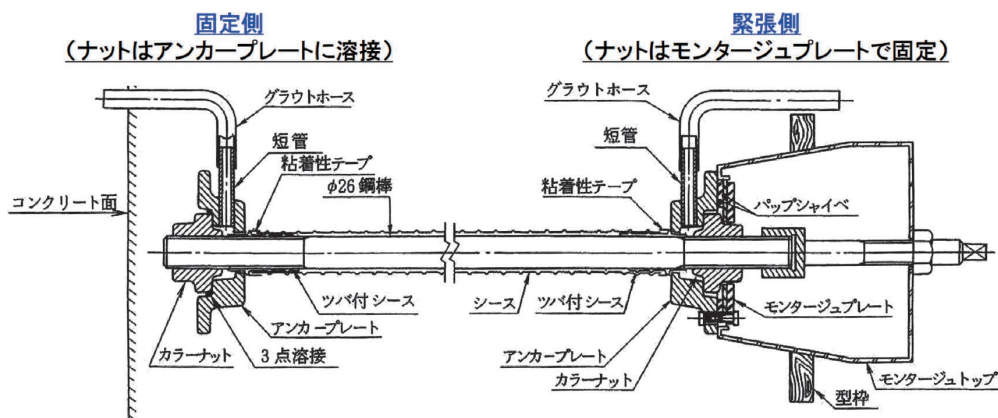


図-6 使用されたPC鋼棒の定着体（提供：住友電気工業(株)）

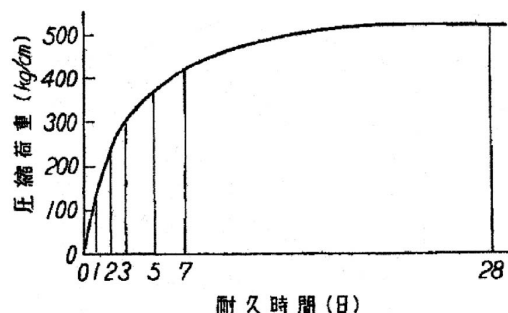
5.4 片持ち張出し架設

本橋の張出し架設は、1サイクル実働4日で行っていた。主桁断面が π 形と開断面であり、ブロック長が3mと短い、それにしても現在の張出し架設におけるサイクル工程と比べても驚異的である（図-7、写真-11）。とくに、型枠組立てと鉄筋PC鋼材の組立てを並行作業とし、1日で実施している。また、コンクリートの養生は2日取っており、材齢2日の強度は 240kgf/cm^2 (24N/mm^2)程度であったようである（図-8）。

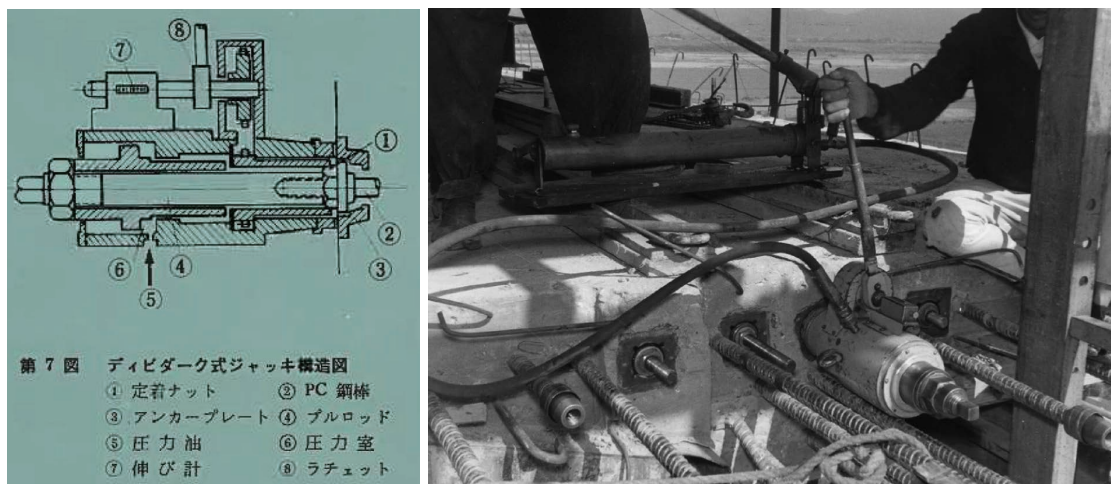


写真-11 片持ち張出し架設中の嵐山橋

工種	1日				2日				3日				4日			
	8	12	16	20	8	12	16	20	8	12	16	20	8	12	16	20
1 緊張																
2 グラウト																
3 仮枠解体																
4 V/BWagen前進																
5 仮枠組立																
6 鋼材・鉄筋																
7 コンクリート打																
8 養生																
9 小口型枠外断																
10 型枠ガレージ掃除																

図-7 張出し架設のサイクル工程¹¹⁾図-8 主桁コンクリートの強度発現¹¹⁾

PC鋼棒の緊張管理は現在の管理手法とほぼ同等である。PC鋼棒の伸びを1/10mm単位で計測し、伸び量を主、マノメーターの圧力を従として管理した。なお、施工記録を見る限り、緊張ジャッキは現在とさほど違いはないように見受けられるが、緊張用のポンプは手押しポンプを用いていたようであり、現在より時間と労力を要したと思われる（図-9）。



図ー9 使用された緊張ジャッキとポンプ（左図提供：住友電気工業(株)、右写真：別橋梁での適用例）

なお、主桁の設計においては、PC 鋼棒の緊張力の算出において、主桁のすべてのコンクリートが同時に打設され、緊張されるとしてクリープによる低減を算出したようであるが、上げ越し管理においては実際に近い緊張力を用いなければ形状管理の誤差が大きくなる。このため、上げ越し管理用にブロックごとのコンクリート材齢と緊張ステップを考慮して再計算したとのことである。その結果、最終的には計算値との誤差をわずか 5mm で施工している（表ー4）。

表ー4 上越し管理表（右岸側）¹⁰⁾

		I ブロック		II		III		IV		V		VI		VII		VIII		備 考
		予定	実際	予定	実際	予定	実際	予定	実際	予定	実際	予定	実際	予定	実際	予定	実際	
I-ブロック	型 ワ ク 挿 入	27	27															
	コンクリート打設	12	13															
	緊 張	12	13															
II "	型 ワ ク 挿 入	12	13	32	32													
	コンクリート打設	12	12	18	18													
	緊 張	12	12	19	18													
III "	型 ワ ク 挿 入	12	12	19	18	37	37											
	コンクリート打設	12	12	18	18	23	23											
	緊 張	12	12	19	17	24	24											
IV "	型 ワ ク 挿 入	12	12	18	17	23	23	42	41									温度による上げ越しをふくむ
	コンクリート打設	12	12	17	16	21	21	28	29									
	緊 張	12	12	18	19	23	23	29	30									
V "	型 ワ ク 挿 入	12	12	17	18	22	22	28	30	45	47							"
	コンクリート打設	11	11	16	17	19	22	25	28	30	27							
	緊 張	11	11	17	18	21	19	27	26	33	26							
VI "	型 ワ ク 挿 入	11	10	16	18	20	18	25	25	31	25	47	51					"
	コンクリート打設	11	10	14	16	17	17	21	23	25	25	31	25					
	緊 張	11	10	15	17	19	19	24	25	29	24	37	34					
VII "	型 ワ ク 挿 入	11	10	14	15	18	15	23	22	27	19	33	29	51	62			"
	コンクリート打設	10	9	12	14	15	14	19	19	21	16	25	24	32	36			
	緊 張	10	9	13	16	17	15	22	21	25	19	32	27	40	38			
VIII "	型 ワ ク 挿 入	10	8	12	15	16	15	20	20	23	19	28	27	35	39	57	66	"
	コンクリート打設	8	8	10	11	12	14	14	14	16	18	18	15	19	21	22	24	
	緊 張	9	8	11	12	14	16	17	18	21	24	24	22	27	32	33	38	
ワーゲン解体		10	9	15	14	21	21	27	25	34	32	42	36	51	53	60	65	
温度による上げ越し量の追加分		0		1		2		3		4		5		7		9		

5.5 現場見学会他

工事期間中は1958年（昭和33年）10月10日の土木学会の見学会を皮切りに大学、各省庁、都道府県、新聞社など連日のように見学会が催された。なかでも11月18日の神奈川県全建協支部大会の際には370名の見学者が来所する盛況ぶり、ディビダーク工法の注目度がうかがえるとともに、これらの見学会によって多くの専門家にディビダーク工法の有効性が認識されるようになった。また、本橋完成後には別子建設の社内報である月報に当時の内山神奈川県知事の挨拶文が掲載されたほか、時の建設次官の米田氏のあいさつ文、日本道路公団総裁の現場来所、京都大学の坂静雄教授、九州大学の水野教授、北海道大学の横道教授、東京大学の国分教授に至る錚々たる方々の紀行文が掲載された。本工法に対する当時のわが国における期待の高さがうかがえる。

6. おわりに

嵐山橋は1958年（昭和33年）12月29日に閉合し、翌1959年3月に竣工した。この後、多くの張出し架設工法によるPC橋が建設されたが、年を追うごとに急激にその支間長が増大し、ディビダーク工法導入後18年が経過した1976年（昭和51年）には当時コンクリート桁橋としては世界最大を誇った浜名大橋へとつながった。現在では、わが国における片持ち張出し架設工法の実績は約2,800橋あまり（2020年9月現在）となっており、本工法の導入がわが国の橋梁技術の中にいかに浸透し、その発展に貢献したかが分かる。

第一大戸川橋りょうの設計・施工報告をもとに、1955年（昭和30年）に土木学会から「プレストレストコンクリート設計施工指針」が発刊され、国内のPC構造の発展に弾みがついた。この時点では、PC鋼材としてはPC鋼線のみが指針として示されていた。一方、PC鋼棒は日本材料試験協会（後の日本材料学会）を中心に1954年（昭和29年）から研究が始まり、1955年（昭和30年）に鋼棒使用PC設計施工指針（案）がまとめられた。その後、嵐山橋の建設を機に、土木学会の「プレストレストコンクリート設計施工指針」も見直しがなされ、1961年（昭和36年）に改訂された。これにより、フランス流、ドイツ流、アメリカ流などの設計・施工手法から、日本独自の規定へと発展したのである。

嵐山橋の現況を写真－12、13に示す。桁端部の負反力鋼棒など補修されてはいるが、主桁コンクリートなどは健全そのものであり、当時の関係者がいかに情熱をもって建設したかがうかがわれる。一方、残念であるのが相模湖側に本橋とほぼ同じ形状の歩道橋が建設されたため、



写真－12 現在の嵐山橋



写真－13 現在の嵐山橋（桁下）

対岸からは見えなくなってしまったことである。本橋を実際に見るには、本橋の東詰めより下に降りて眺めるのがお勧めである。

参考文献

- 1) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会：PC 橋架設工法、pp. 17-24、2002.8
- 2) 住友建設株式会社：住友建設三十年史、1980
- 3) 齋藤武幸：続仕事のなかから、pp. 68-89、1975.12
- 4) 齋藤武幸：明治から平成へ、日本工業新聞社、1990.12
- 5) 社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：三十年史、pp. 183-184、1985.3
- 6) 別子建設月報第47号、1952.10
- 7) 別子建設月報第48号、1952.11
- 8) 土木学会：構造物シリーズその1、「橋梁技術・開花の跡をたどって」、土木学会誌、1957年1月号、pp. 97-102、1957.1
- 9) 財団法人神奈川県都市整備技術センター：かながわ土木のはなし、p. 4-25、2007.3
- 10) 上前行孝、長田 裕：DYWIDAG 方式嵐山橋について、プレストレスト コンクリート、pp. 5-12、Vol. 1、No. 2、1959.4
- 11) 中島儀八、今井 勤、小田純夫：Dywidag 工法による嵐山橋の設計、施工について、材料試験、第8巻第69号、pp. 519-527、1959.6
- 12) Pucher, A.: Über die Singularitätenmethode an elastischen Platten, Ing.-Archiv, XII Band, pp. 76-100, 1941.
- 13) 上前行孝、長田 裕、松野操平：ディビダーク工法を施工して－現行 PC 指針の改正を必要とする点について－、プレストレスト コンクリート、Vol. 1、No. 4、pp. 29-34、1959.10
- 14) 土木学会：秋のエキスカッション、土木学会誌、1958年11月号、pp. 54-55、1958.11

プレストレストコンクリート初級講座 —増補改訂版フレッシュマンのための PC 講座—

川田建設(株)

(株)富士ピー・エス

(株)建研

三井住友建設(株)

(株)エスイー

(株)日本構造橋梁研究所

黒沢建設(株)

(株)ピーエス三菱

鈴木 聡

正木 守

岩見 遼平

鈴木 良和

藺田 紘一郎

寺田 幸平

福地 啓太

藤本 謙太郎

1. はじめに

書籍「フレッシュマンのための PC 講座」は、会誌「プレストレストコンクリート」に全17回にわたり連載された“フレッシュマンのための PC 講座”を訂正加筆し、1997年に書籍化したものである。この書籍は、学生、民間会社の新入社員あるいは公的機関の新入所員、土木・建築以外の専門分野のベテランも含めた《プレストレストコンクリートの世界》へ初めて足を踏み入れた“フレッシュマン”のための PC 入門書である。

本書では、理解を助け、より親しみやすいものとするため、専門用語の解説にわかりやすい言葉を用い、なるべくフリーハンドのイラストが用いられている。発刊後、SI 単位系や複合構造などの新しい構造を取り入れるなどに対応した改訂版や、全編カラー化、維持管理に関する記述を充実するなど内容の一新を図った増補改訂版など（表-1.1）、今では、新入社員の研修用のテキストや大学の教科書として、プレストレストコンクリートに関する技術的な内容を基礎から学べる初学者向けの入門書と活用されている。

本稿では、書籍「増補改訂版フレッシュマンのための PC 講座」のイラストや言葉を用い、必要に応じて新たな図や説明を追加し、若手技術者向けに PC の要点を解説する。はじめに PC の特徴やしくみを基礎編にて解説し、PC の適用事例として PC 橋と PC 建築を取り上げそれぞれ PC 橋編と PC 建築編にて解説する。なお、紹介する内容は書籍の発刊当時の内容もあるため、最新の基準類と異なる箇所があることに注意する必要がある。

表-1.1 改訂履歴

1997年	初版	会誌プレストレストコンクリートに掲載された講座を書籍化
2007年	改訂版	SI 単位系に移行、新しい構造物（複合構造など）の記述を追加
2015年	増補改訂版	全編カラー化、維持管理に関する記述を充実、記述の見直し

2. 基礎編

2.1 PC とは何か

(1) PC とは

PC「ピーシー」とはプレストレストコンクリートのことで、“緊張材によってプレストレスを与えられた（Prestressed）コンクリート（Concrete）”のことを意味する。緊張材には、PC 鋼線、PC 鋼より線および PC 鋼棒などがあり、これらを総称して PC 鋼材と呼ぶ。プレストレスとは、荷重によってコンクリートに生じる引張応力を打ち消す目的であらかじめ計画的にコンクリートに与える圧縮応力のことである。この圧縮応力をコンクリートに与えるために PC 鋼材に与える引張力のことをプレストレス力という。

(2) PC の歴史

PC は、鉄筋コンクリート（RC）ではひび割れが避けられないことから、これを克服するものとして発明されたものであり、1886年（明治19年）にアメリカのジャクソン（Jackson）がコンクリート部材にプレストレスを導入する方法を発明した。日本では、1948年（昭和23年）に PC まくらぎが初めて実用化され、その後、1951年（昭和26年）に日本で最初の PC 橋である長生（ちょうせい）橋（橋長 11.6m、桁長 3.84m、有効幅員 6.9m）が石川県七尾市に建設され、その2年後の1953年（昭和28年）に日本で最初のポストテンション方式の PC 橋である十郷（じゅうごう）橋（橋長 7.85m、桁長 7.35m、有効幅員 7.5m）が福井県坂井市に建設された。

(3) PC の特徴

RC 部材および鋼部材と比較したときの、PC 部材の特長を以下にまとめる。

1) RC 部材と比較して（図-2.1）

- ①コンクリートの最大の弱点である荷重によるひび割れの発生を防止することができるため RC よりも耐久性が高く、部材の寿命が長持ちする。RC 部材は、ひび割れが一度入ると再び閉じることはないが、PC 部材は万一過大な荷重がかかって一時的にひび割れを生じてても、その荷重を除くとひび割れは閉じてしまう。

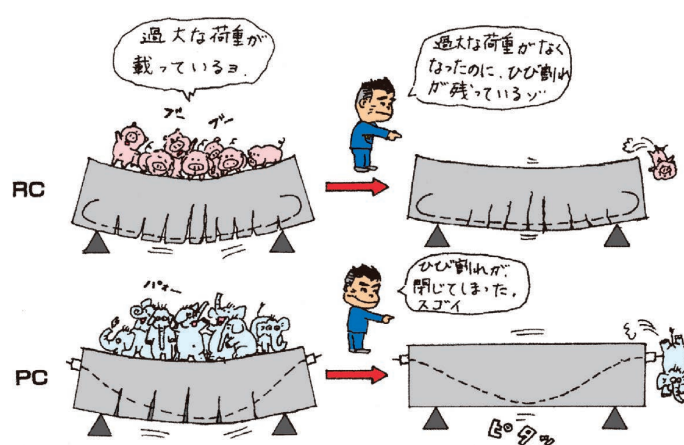


図-2.1 PC の特徴

- ②部材断面の寸法を小さくすることができ、その分、部材は軽くなる。
- ③ひび割れを防止でき部材を軽くできるので、スパンを大きく取ることが可能となる。
- ④水密性が高くなるため、水をためるタンクなどは漏れる心配がなく部材厚を小さくできる。

2) 鋼部材と比較して

PCはPC鋼材がコンクリートで保護されていることで基本的に錆の心配がないので、塗装の塗替えなどの必要が無く、構造物のライフサイクルコストは安くなる。

2.2 PC の用途

(1) PC とする理由

前述したように、日本で最初に PC を採用した構造物は「まくらぎ」である。まくらぎは最初「木」で造られていたが、その後、ほとんどのまくらぎが PC で造られるようになってきた。構造物に PC が使われるようになった理由は、PC のもつさまざまな特長（強度が高い、ひび割れを生じない、いろいろな形状にできる、維持・管理が容易など）が、構造物に求められたニーズにぴったりであったからにほかならない。

(2) 橋としての利用例

PC が最も多く利用されている橋について利用例を紹介する。橋は橋桁を支える橋台や橋脚の間隔（スパン）により規模はさまざまであるが、PC を利用している橋のスパンは短いもので 10m、長いもので 300m 程度である。これ以上の大きなスパンの橋では、一般に重量の軽い鋼橋が経済的となっている。ただ単に PC 橋といっても、最も単純な PC 単純桁橋から始まり、PC 斜張橋、アーチ橋などさまざまな構造形式がある。そして、その構造形式によって、PC を利用する方法（PC 鋼材の配置方法）はそれぞれ異なる。

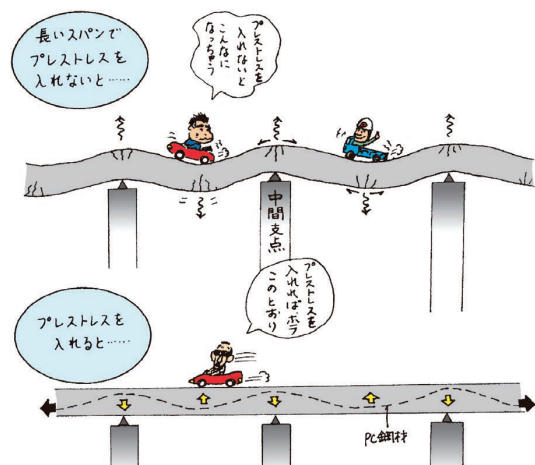


図-2.2 連続桁の PC 鋼材の配置例

図-2.2に連続桁（桁を3箇所以上の橋台や橋脚で支えた中間支点上に継目のない桁）の橋における PC 鋼材の配置例を示す。PC 橋の架設方法にはいろいろあり、それにより PC 鋼材の配置方法は異なるが、連続桁で最も簡単な架設方法は、支保工上で一括施工を行う固定支保工架設である。図-2.2に示すように、荷重が作用した場合、橋脚上の主桁上側および支間中央の下側に引張応力が生じる。PC 鋼材は、これらの引張応力を打ち消すように配置し、プレストレスを導入する。

橋への利用例としては、斜張橋の斜材、吊橋のケーブル、橋の架設の補助材のように PC 鋼材をそのまま使用する構造物もある。

(3) 橋以外での PC の利用例

橋以外で PC を多く利用している構造物としては、事務所などの建築構造物がある。建築構造物は、柱・梁・床で構成されており、梁を橋桁と同じように PC 部材としたり、天井（または床）のスラブにプレキャスト PC スラブが使用されたりしている。また、PC が多く利用されているものに PC タンクがある。タンクの用途としては、穀物を貯蔵するサイロ、水道用の貯水タンク、都市ガス用の LNG タンク、下水処理用の卵形タンクなどがある。

意外に知られていない PC 鋼材の利用方法として、地中構造物がある。深い基礎を構築する場合の土留め用アンカーや、山や傾斜地に道路・鉄道・建築物を建設する場合の山留め用アンカーなどのグラウンドアンカーのほか、PC パイル、PC ボックスカルバートも地中構造物への利用例の一つである。

(4) PC 構造物の紹介

このようにPCは多くの構造物で利用されている。ここでは代表的なPC構造物を紹介する。

1) プレキャスト製品

PC まくらぎ、PC 軌道スラブ、PC パイル、PC ロックシェッド・PC スノーシェッド、PC 矢板、PC ボックスカルバート、PC ポール、防音壁、PC ダブル T スラブ、PC ウェル、PC プレテンション桁、工場製プレキャストセグメント、プレテンションウェブ、プレキャスト PC 床版

2) 現場で構築される構造物の利用例

PC 橋、PC タンク、PC 梁、PC 舗装、グラウンドアンカー

3) 海洋構造物としての利用例

曲面スリット式ケーソン防波堤、二重円筒ケーソン式防波堤、PC ブロックケーソン、PC 栈橋、人工地盤

4) 構造物の補強としての利用例

橋桁・橋脚の補強、建築梁の補強、PC 鋼材を用いた橋脚の耐震補強

5) 仮設・架設構造物としての利用

橋の架設、地下構造物の施工

6) 鋼構造との組合せ構造物としての利用例

混合桁橋、波形鋼板ウェブ橋、複合トラス橋

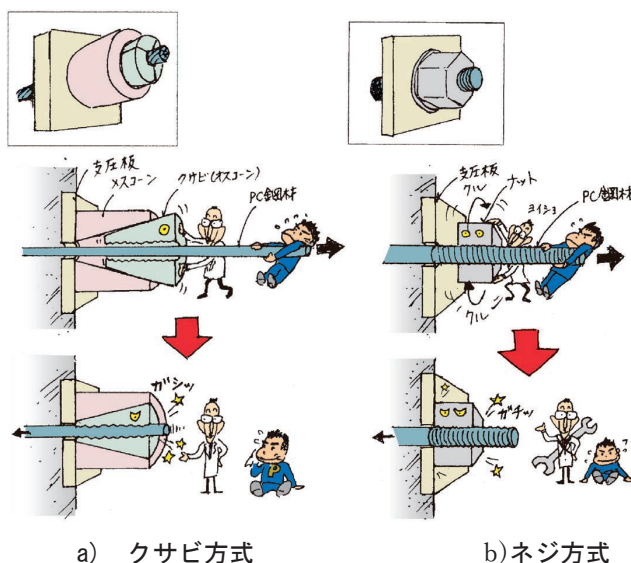
2.3 プレストレスの与え方

(1) プレストレスと定着

コンクリートにプレストレスを与えるため、引っ張ったPC鋼材をコンクリートにしっかり固定しなければならない。この固定する方法を「定着」といい、この定着が不十分だと、せっかく引っ張ったPC鋼材は滑ったりして緩み、プレストレスを与えることができなくなる。プレストレスの与え方にはポストテンション方式とプレテンション方式があり、これらの方法では定着のメカニズムが異なる。

(2) ポストテンション方式の定着

ポストテンション方式は、一般的にコンクリートを打ち込む前にあらかじめシースと呼ばれる中空の薄肉管を配置しておき、コンクリートを打ち込んで固まってからその管にPC鋼材を挿入し、それを緊張してコンクリートにプレストレスを与える。ポストテンション方式は、PC鋼材を緊張後、定着装置（定着具）と呼ばれる装置で定着する。定着の方法（図-2.3）には、クサビ方式とネジ方式があり、必要な緊張力や施工方法などにより使い分けられている。



a) クサビ方式

b) ネジ方式

図-2.3 ポストテンション方式の定着方法

クサビ方式は定着具に通され緊張されたPC鋼材に、何個かに分離したクサビを外から定着具(定着具もクサビを止められるような形になっている)に差し込む。その後、緊張力を緩めると、クサビがPC鋼材とともに定着具にめり込み、PC鋼材が固定される。ネジ方式は太い鋼棒(丸棒)にネジを切って、その鋼棒を緊張してからナットを回して止める方法である。ポストテンション方式の定着方法はPC鋼材の種類によって異なるので注意が必要である。

(3) プレテンション方式の定着

プレテンション方式はコンクリートを打ち込む前にPC鋼材を先に緊張しておき、コンクリートが十分固まってからPC鋼材を緊張していたジャッキの緊張力を緩めることで、コンクリートにプレストレス(圧縮応力)を与える方式である。プレテンション方式はコンクリートとPC鋼材の付着によってプレストレスが与えられるため、この付着が重要となる。この付着のメカニズムを図-2.4に示す。PC鋼材は緊張されると元の太さより少し細くなる。コンクリート硬化後緊張力を緩めるとPC鋼材が外側に膨らもうとする働きをし、この効果とPC鋼材とコンクリートの付着の両方の効果で、コンクリートとPC鋼材の付着効果が大きくなり、PC鋼材に大きな引張力が作用しても、十分それに耐え得る性能を有することができる。

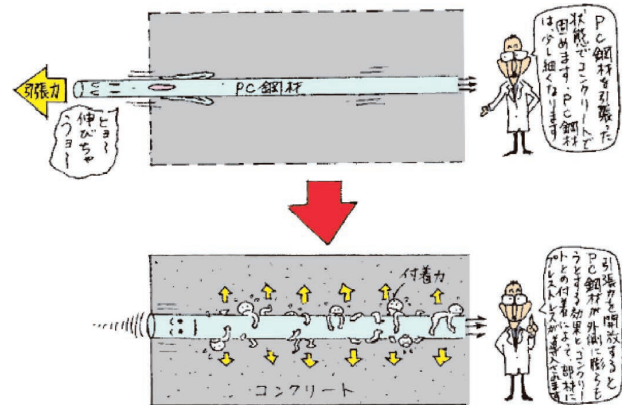


図-2.4 プレテンション方式定着部の定着の仕組み

2.4 プレストレスの経時変化

(1) プレストレスの変化に影響を与える要因

プレストレスは、時間の経過などによって、PC鋼材に蓄えられた力が変化したり、コンクリート部材が変形したりするため、初めに与えられた値より変化する。そのため、いったんコンクリート構造物に与えられたプレストレス力は、そのままの引張力を維持できない。

この現象は、大きく2つに分けて考えることができる。PC鋼材自体の引張力の変化と、コンクリート特有の経時的な変形を伴うプレストレスの変化である。前者をPC鋼材のリラクセーションといい、後者をコンクリートのクリープと乾燥収縮による変化という。

(2) PC鋼材のリラクセーション

PC鋼材のリラクセーションとは「PC鋼材の長さが変化しないで、PC鋼材応力度のみが減少する」現象である。PC鋼材応力度の減少量はPC鋼材の種類によっても異なる。

(3) コンクリートのクリープによる変化

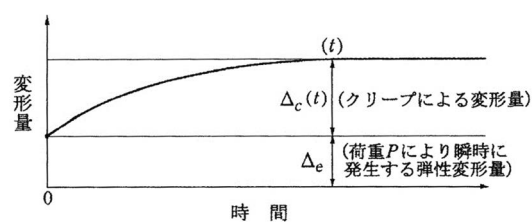
コンクリートのクリープとは塑性変形を起こすコンクリートの性質をいい、「一定の持続荷重のもとで変形が大きくなる」現象である。コンクリート柱でのクリープによる変形の概念図を図-2.5に示す。なお、「塑性変形」とは元に戻らない変形のことをいい、それに対し、元に戻る変形を「弾性変形」という。

クリープ変形の進行の度合いは、コンクリートそのものの材料の配合によらずほとんど同じである。ただし、最終的なクリープ変形量は、コンクリートの強度、荷重の大きさなどにより異なる。

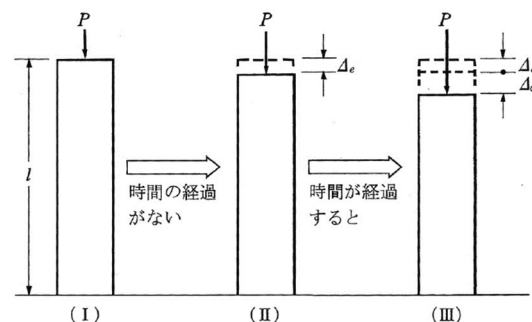
クリープによる変形量を計算する方法として、設計では“クリープ係数”を用いる。

$$\Delta_c = \phi_c \times \Delta_e$$

ここに、 Δ_c はクリープによる変形量、 Δ_e は弾性変形量、 ϕ_c はクリープ係数である。この ϕ_c は弾性変形に対するクリープ変形量の比率で、部材の大きさなどにより異なるが、一般的には2～3程度である。



(a) 時間の経過に伴う変形のしくみ



(b) 変形のしくみ

図-2.5 コンクリート柱の変形の概念図

(4) コンクリートの乾燥収縮による変化

コンクリートは固まった状態ではコンクリート中にまだ水分が残っている。コンクリートは外気にさらされることにより徐々に乾燥し、コンクリート中の水分が徐々に抜け、時間の経過とともに縮むことになる。この現象をコンクリートの乾燥収縮と言う。乾燥収縮による変形の度合い(ひずみ)を称して乾燥収縮度 ε_s という表現を用い、この ε_s は 20×10^{-5} 程度である。

(5) 設計への反映

プレストレスの時間の経過に伴う減少を評価するには、これらの3つを考慮する。PC鋼材のリラクセーションはPC鋼材特有の性質であり、一般的に、引張力の3～5%程度をその減少量として設計に反映させている。クリープおよび乾燥収縮は、時間の経過に伴う進行度がほぼ同じため、一般的には1つにまとめ、これらの影響によるプレストレスの減少を“クリープと乾燥収縮によるプレストレスの損失”といい、設計では一般に15～25%程度を反映させている。

2.5 荷重と断面力

(1) 設計の目的

設計の目的は、簡単に説明すると「部材が、想定される荷重に対し安全で、構造物として長期間の使用目的を達成でき、かつ経済的であること」である。PC橋の場合、計画された構造形式をもとに、想定される荷重に対して、以下の検討を行うことになる。

- 1) 部材の断面をどのような形状寸法にするか
- 2) PC鋼材や鉄筋をその部材のどの位置にどのような形状で配置するかを決定し、実際に施工するための図面を作成する

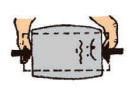
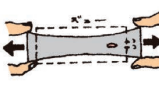
平成24年版の道路橋示方書(以下、H24道示)では、部材は、原則として2つの荷重状態に対してその安全性を確かめることになっている。1つは「設計荷重作用時」といい、実際に載荷される荷重の組合せで計算された断面力の最大値あるいは最小値に対して各部材の応力度を算出し、設定された許容応力度より小さいことをチェックするものである。もう1つは「終局荷重作用時」といい、実際に載荷される荷重を70%程度割り増してコンクリートが圧縮破壊しないよ

う、また、PC 鋼材が破断しないように安全性をチェックするものである。なお、H29道示では橋が所要の耐荷性能を満足するために求める状態（限界状態）を超えないことを確かめることになっているので、適用する示方書に適した設計を行う必要がある。

(2) 荷重と断面力の関係

荷重は大きく分類すると、死荷重と活荷重がある。死荷重は主桁の自重など、重さの変化しない荷重である。活荷重は自動車や列車、歩行者による荷重など、動く荷重である。荷重の載荷状態にも名称があり、分布荷重と集中荷重がある。なお、設計ではプレストレスを与えるプレストレス力も部材に作用する一種の荷重として取り扱う。

これらの荷重が部材に作用すると部材が変形し、その変形状態において部材内部に生じている力のことを断面力という。荷重の作用状態により、部材にはいろいろな変形状態と断面力の関係がある（表－2.1）。

作用力	変形状態	断面力
圧縮力	圧縮される 	軸力
引張力	引く張られる 	
曲げの力	曲げられる 	曲げモーメント
せん断力	切断される 	せん断力
ねじりの力	ねじられる 	ねじりモーメント

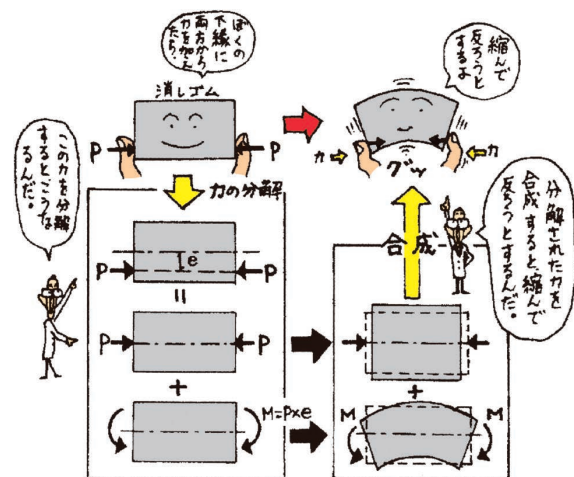
表－2.1 荷重作用状態と変形状態

(3) プレストレス力

PC 鋼材を緊張することによりプレストレス力が作用し、部材断面には断面力が生じる。プレストレス力がまったく同じでも、PC 鋼材の配置形状によって発生する断面力の大きさが変わってくる。

PC 鋼材を部材断面の図心に配置する場合は、部材断面には曲げの作用は生じず、軸力（圧縮力）のみが生じる。

PC 鋼材を図心から離して配置する偏心配置にする場合は、プレストレス力はまず圧縮力として図心に作用するとともに、プレストレス力から図心からの距離をかけた曲げモーメントが作用する。PC 鋼材を偏心して直線配置した場合の変形状態を図－2.6に示す。



図－2.6 偏心して直線配置した場合の変形状態

2.6 部材に生じる応力度

(1) 応力度

部材の安全性の判定は、断面力だけでは部材に与える影響は判断できないため、応力度を使用する。断面力が同じでも、断面形状が異なることにより、力が部材に与える影響が異なるためである。応力度は簡単に説明すると“部材断面の単位面積あたりに作用する力の大きさ”であり、部材の断面形状および部材断面のもつ性質が影響する。

(2) 部材断面の性質

部材断面の性質には、断面積、図心、断面二次モーメント、断面係数などがある。これら部材断面の性質を使用して断面力から応力度を算出する。

(3) 断面力および応力度の算出

PC 橋の単純桁を想定して曲げ応力度の算出を簡単に説明する。主桁中央に荷重が作用した場合、主桁には曲げモーメントが作用する。桁は上縁が圧縮、下縁が引張状態となり、応力度は桁の上縁から下縁にかけて直線分布、その作用方向は部材断面に直角となる。この曲げモーメントによる応力度を曲げ応力度といい、圧縮応力度と引張応力度のそれぞれの合力によるモーメントは、荷重によって生じる曲げモーメントとつり合い状態にある(図-2.7)。曲げ応力度は断面係数を使用し、以下の式で計算する。

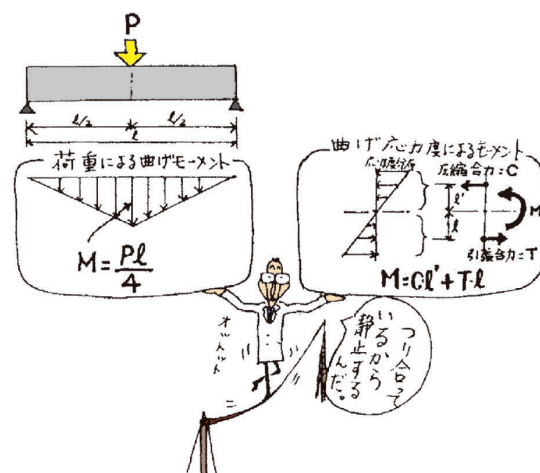


図-2.7 力のつり合い状態の概念図

$$\sigma_c (\text{曲げ応力度}) = \frac{M (\text{荷重による曲げモーメント})}{Z_c (\text{断面係数})}$$

桁の上縁と下縁は、圧縮および引張の一番大きい応力度となる。この一番大きな応力度を縁応力度といい、部材の安全性を評価する上で重要な応力度である。

(4) プレストレスの算出

プレストレスはプレストレス力による応力度である。プレストレス力は軸力と曲げモーメントに分解できるため、それぞれの応力度を別々に計算して足し合わせるにより算出する。

(5) 合成応力度

合成応力度は、設計荷重作用時に作用しているすべての荷重に対する応力度とプレストレスを足し合わせた応力度である。この合成応力度を許容応力度と比較して部材の判定を行う。図-2.8に合成応力度の概念図を示す。

(6) 部材の安全性の評価

橋梁の部材としてある材料を用いるときには、部材の変形は弾性範囲内であり、しかも、いろいろな条件を考えたとうえで、その部材に生じる応力度を、その部材が安全である限度内に制限しなければならない。H24道示ではこの応

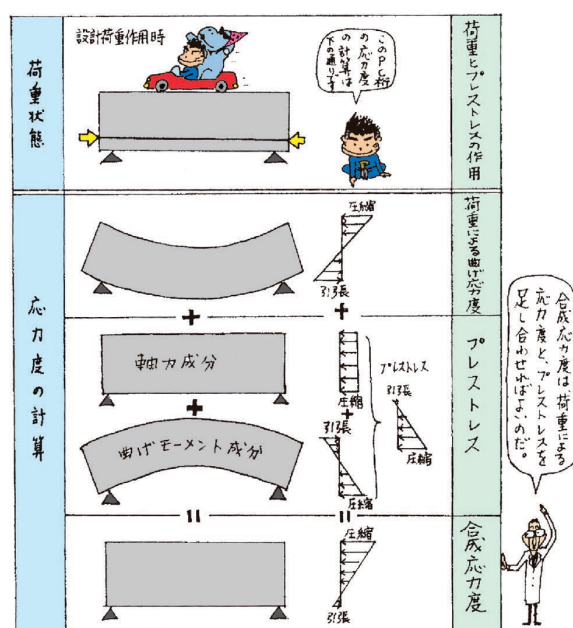


図-2.8 合成応力度

力度の制限値を許容応力度（H29道示では制限値）といい、合成応力度が許容応力度以下であれば部材は安全であると評価する。許容応力度は、材料の種類、材料の強度、作用する荷重、応力状態によってそれぞれ決められている。例えば、コンクリートの軸圧縮状態に対しては、安全率に2～3程度を用い、圧縮強度をその安全率で割った値を基本としている。

2.7 プレストレス量の決め方について考えてみよう

(1) プレストレスは減少する

「プレストレスが減少する」ことを理解することは、PC 構造物を設計するうえで非常に重要なことである。最初に与えるプレストレスは、最終的に必要な量に、減少量を加算して求めている。

(2) プレストレスが減少する原因

プレストレスが減少する原因は、図-2.9に示すように概ね5つあり、材料の性質と構造的な要因に区分され、さらに瞬時に減少するものと徐々に生じるものとに分けられる。以下にそれぞれの原因の概要を紹介する。

1) 摩擦によるもの：PC 鋼材とシースとの摩擦で、直線配置であっても曲線配置であっても生じる。また、定着装置内、緊張ジャッキ内部でも生じる。

2) コンクリートの弾性変形によるもの：プレストレスを導入するとコンクリートが圧縮応力を受けて短縮するため、プレストレスは減少する（図-2.10）。プレテンション方式の場合、コンクリート打込み・硬化後にジャッキの緊張力が解放され、プレストレスが導入され、コンクリート部材が短縮し、プレストレスが減少する。ポストテンション方式の場合、与えられた緊張力は部材が圧縮した後のものとなる。そのため、複数回に分けて順次緊張する場合、先に緊張されたケーブルは、後に緊張されたケーブルによるコンクリート部材の短縮により、プレストレスが減少する。

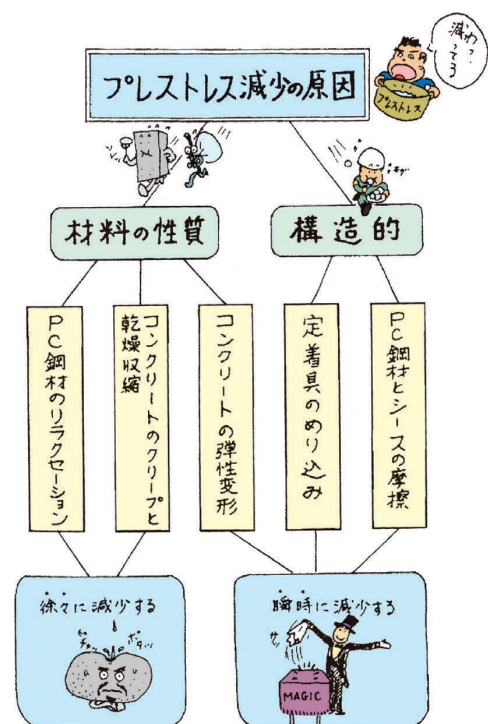


図-2.9 プレストレスが減少する原因

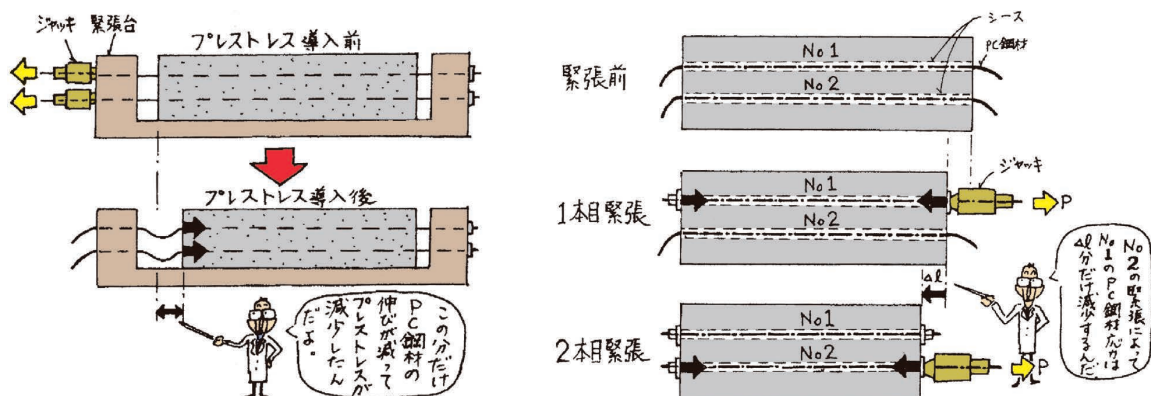


図-2.10 コンクリートのプレストレスが減少する原因

3) 定着具のめり込みによるもの：ポストテンション方式の場合で、かつ定着具がくさび方式の場合、緊張力が定着具に伝わった際にセット量と呼ばれるめり込みが生じるため、プレストレスが減少する(図-2.11)。

4) PC鋼材のリラクセーションによるもの、
5) コンクリートのクリープと乾燥収縮によるもの、は2.4節にて紹介しているので、ここでは説明を省略する。

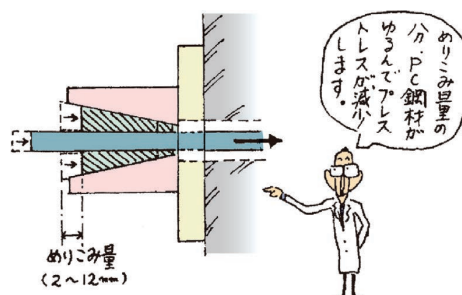


図-2.11 定着具のめり込み

(3) プレストレス量の決め方

プレストレス量を決める手順を図-2.12に示す。

1) 荷重による応力度計算：ここで荷重とは、桁の自重、舗装・地覆・ガードレールなどの自重による橋面荷重、およびその橋を通る自動車・列車などの活荷重である。

2) PC鋼材を仮定：過去の経験や一般的な有効プレストレス(70～80%)、建設省(現・国土交通省)の標準設計などを参考にプレストレスの減少量を仮定し、PC鋼材の本数・配置を計画する。同じPC鋼材の本数でも配置によってプレストレスの値は異なるので注意が必要である。

3) プレストレスの計算：最初に与える緊張力を仮定し、プレストレッシング直後のプレストレス力(図-2.9に示す瞬時に減少するプレストレスを減じたもの)、設計荷重時のプレストレス力(直後のプレストレス力から徐々に減少するプレストレスを減じたもの)を計算する。

4) 荷重による応力度とプレストレスを合成：1)と3)を足し合わせて合成応力度を計算する。

5) チェック：コンクリート応力度とPC鋼材応力度の両方が許容応力度以内となるプレストレス量を決定する。また、設計荷重時のプレストレス力を照査するときには、自動車などの活荷重も考慮してチェックしなければならない。

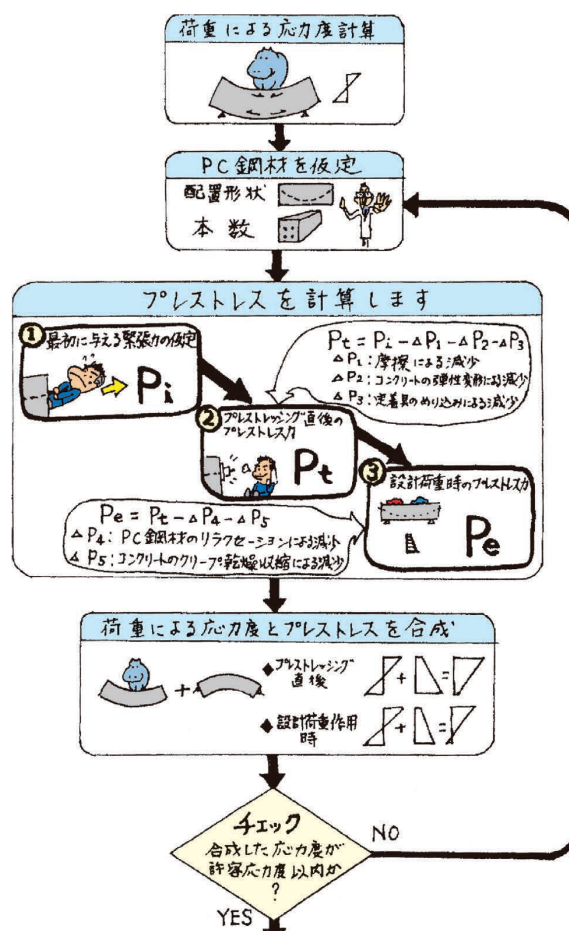


図-2.12 プレストレス量を決める手順

2.8 PCに命を与えるには(プレストレッシングとその管理)

(1) プレストレッシングとは

プレストレッシングとは、設計計算書に示されたプレストレスをコンクリート部材に正しく与

え、所定の耐荷力を有する部材とすることである。ここでは、現場で実際に用いられているポストテンション方式の緊張について説明する。

(2) なぜプレストレッシングの管理が必要なのか

プレストレッシングは、部材の安全性に大きく影響を与えるので、その精度を管理することはとても重要である。PC では同じ形状の PC 鋼材を緊張しても、伸び量と緊張力の関係には必ずばらつきが生じる。このばらつきを考慮して、緊張力が設計値に対して2～3%大きくなるように、その上でばらつきが小さくなるようにプレストレッシングの管理をしなければならない。

(3) プレストレッシングの流れ

プレストレッシングの具体的作業は、PC 鋼材を引っ張って、戻らないように固定することである。以下に1) 緊張準備工、2) プレストレッシング工、3) 保護工、に分けてプレストレッシングの流れを紹介する。

1) 緊張準備工：大きく次の5つの作業となる。

- ①使用する材料(PC 鋼材や定着装置)や機械(ジャッキやポンプの点検整備)の確認
- ②緊張計算書(緊張の順序・緊張力・伸び量など)の確認
- ③コンクリート強度(PC 鋼材を緊張して良い強度に達しているかなど)の確認
- ④型枠や支保工(緊張後のコンクリート部材の変形を予測して、点検、補強しておくなど)の確認
- ⑤ PC 鋼材および定着具の配置

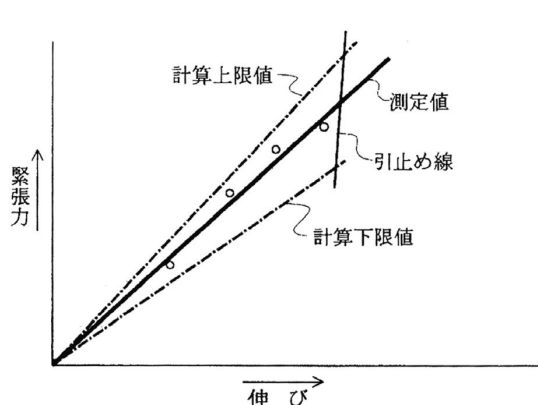
2) プレストレッシング工：大きく次の3つの作業となる。

- ①ジャッキをPC 鋼材の両端(もしくは片側)にセットし、ジャッキの緊張力が最終緊張力の10%程度になるまで緊張する。定着具付近を点検する。また、伸び量を測定するときの原点となるしるしをPC 鋼材につける。
- ②所定の緊張力になるまでジャッキ緊張力を徐々に増加させる。このとき、緊張力とPC 鋼材の伸び量をグラフにプロットし、計算値と比較して緊張作業が正しく行われていること確認しながら進めていく。
- ③最終緊張力になったら、定着具でPC 鋼材を固定してプレストレッシングを終了する。コンクリート部材にプレストレスが導入され、反りが生じ、短縮し、形状が変形する。この変形量もプレストレスが正しく導入されたか判断する材料となるため、測定し、記録する。

3) 保護工：プレストレッシングが完了したら、PC 鋼材の防錆とコンクリート部材との付着確保のためにグラウトをシース内に充填し、定着部も保護、防錆を行う。

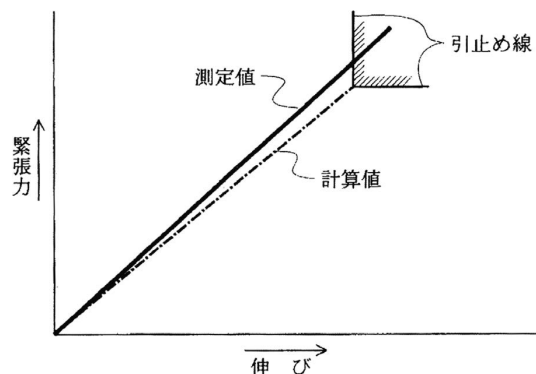
(4) プレストレッシングの管理方法

1) PC 鋼材1本ごとの管理：この管理方法は大きく次の2つに分類される。1つは、摩擦により管理する方法で、緊張力と伸び量を測定し、両者の関係が直線になっていることを確かめながら、予想した摩擦係数の範囲に測定値が納まるように管理する(図-2.13)。もう1つは、緊張力と伸びの両方によって管理する方法で、緊張力と伸びの両方ともに設計値より小さくならない点まで緊張する方法である(図-2.14)。



- 伸びと緊張力はほぼ比例しなければならない。
- 計算した上下限値の許容範囲に収まるように。

図-2.13 摩擦により管理する方法



- 伸びと緊張力はほぼ直線でなければならない。
- 計算値に対して測定値が10%以上ばらついたらチェック。

図-2.14 緊張力と伸びで管理する方法

2) グループごとの管理：上述のPC 鋼材 1 本ごとの管理だけでは、誤差を誤差として発見することが困難な場合がある。PC 鋼材をグループに分けてばらつきの影響を小さくして異常の早期発見を行う管理を「グループ管理」と呼んでいる。

図-2.15に示すように、1 本ごとの緊張結果から得られた伸びと緊張力（見かけの摩擦係数）の関係をプロットしていき、統計手法によりプレストレッシングが正常かどうかを判断する。

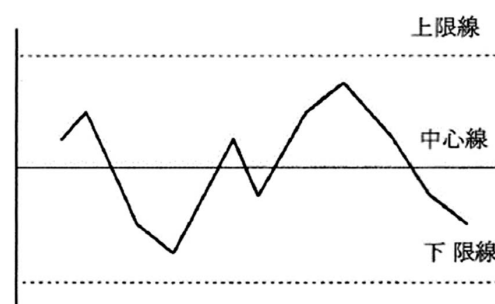


図-2.15 グループごとの管理グラフ

2.9 PC を長生きさせよう

(1) コンクリート部材の変状について

コンクリート部材の変状には、外見でははっきりと認められるものと、外見でははっきりとわからないものがある。その原因は大きく設計・材料・施工などコンクリート部材ができて上がる前の要因と載荷荷重や有害物など供用中の要因がある。

主な変状について、以下に紹介する。

- ・コンクリート打込み時に回りが悪くて豆板・空洞などが生じてしまう初期欠陥
- ・時間経過にて進行する塩害・中性化・凍害・アルカリシリカ反応などの劣化現象（図-2.16）
- ・過度な変形・異常変位やコンクリートのひび割れなどの構造的な変状
- ・地震・衝突・火災など予期せぬ出来事による損傷
- ・PC 部材特有のものでは、PC 鋼材に沿った、または定着具部付近のひび割れ（図-2.17）・PC 鋼材の突出



図-2.16 塩害劣化による変状発生例

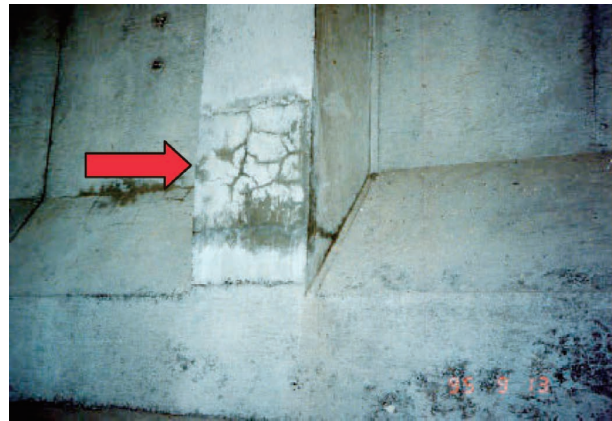


図-2.17 定着後埋め部のひび割れ

(2) 変状の原因について

1) 設計に関するもの：環境条件や設計条件の取り間違いや設計計算のミスがある。また、断面形状や鉄筋、PC 鋼材の配置、鋼材のかぶりなどの設定も、構造物の寿命に大きな影響を与える。

2) 材料に関するもの：鉄筋や PC 鋼材などの材料の多くは JIS 規格で定められ、所定の品質が保証されている。材料に起因する変状のいくつかを以下に示す。

- ・塩害：コンクリート中の塩分によって鋼材が腐食し劣化するもので、コンクリートの使用材料に含まれる塩分だけではなく、でき上がった後から侵入するものもある。
- ・アルカリ骨材反応：セメント中のアルカリと骨材中のシリカ成分などが反応を起こして膨張し、ひび割れなどを引き起こすもの。
- ・凍害：コンクリート中の水分が凍結するときの膨張圧で表面の剥離や微細ひび割れが発生し、徐々に劣化していくもの。

3) 施工に関するもの：適切なかぶりの確保、入念な締固めにより密実なコンクリートの打込みがされていないと、鉄筋や PC 鋼材の腐食が生じ、ひび割れなどに進展する可能性がある。また、適切な緊張管理、グラウト注入作業についても適切に行われなければならない。

4) そのほか：将来的な車両重量の増加や想定しない地震の発生などが要因となる可能性もある。

(3) 維持管理と補修・補強

コンクリート構造物を維持管理していくためには、点検→評価・判定→必要に応じて補修・補強する、という手順を定期的に繰り返すことが重要となる。

1) 点検：初期点検、日常点検、定期点検、臨時点検、詳細点検などがあり、それぞれ頻度や方法が異なる。これらの点検時には変状の有無やその状況を記録・保存しておき、過去の記録と照合して変状の進行度合いを確認することが重要である。

2) 評価・判定：まず、点検結果から変状の種類や原因を推定し、コンクリート構造物の性能に与える影響を評価する。その評価結果より、経過観察とするか、補修・補強対策を施すか判定する。

3) 補修・補強：耐久性の回復・向上を目的とするものが補修、力学的性能の回復・向上を目的とするものが補強となる。

3. PC 橋編

3.1 PC 橋にはどんなものがあるか

(1) PC 橋の構造形式

桁橋は、最も基本的な橋の形式で、主に単純桁橋、連続桁橋に分けられる。連続桁橋では10径間以上連続させることも可能であり、またPC橋の最大支間長も170mクラスまで実績がある。ラーメン橋は、橋を構成している桁と橋脚を一体化した構造形式である。PC橋特有の構造形式である支間中央にヒンジを設置した有ヒンジラーメン橋とヒンジのない連続ラーメン橋に大別される。連続ラーメン橋は、剛結構造で耐震性が高く、支承の数が少ないため維持管理がしやすいことから、現在多く採用されている形式である。斜張橋は、橋脚または橋台に主塔を建て、主塔から斜めにケーブルを張って桁を支える橋の形式である。直線で構成された幾何学的な橋のかたちであり、景観の良さが特徴である。PC橋では斜張橋の仲間であるエクストラードード橋がよく用いられている。斜張橋とエクストラードード橋は明確な区分がなく、斜張橋よりも主塔高が低く、鉛直荷重に対して斜材よりも主桁の方がより分担し、桁橋に近い構造をエクストラードード橋と呼んでいる。複合構造橋は、鋼とコンクリートの材料特性を活かした橋梁で、複合トラス橋のほか、波形鋼板ウェブ橋、合成桁橋などがあり、鋼桁とコンクリート桁を接合した混合桁橋も採用されている。

(2) PC 橋の断面形状

上記の構造形式と組合せるPC橋の桁種別は、プレキャスト桁と場所打ち桁に大別される。

プレキャスト桁は、プレテンション方式とポストテンション方式に分類され、PC橋としての使用例が多いことから比較的初期の頃より標準化が進められている。現在、主に利用されているプレキャスト標準桁としてはJIS規格桁がある。図-3.1にプレキャストT桁の断面を示す。

場所打ち桁は、大別すると箱桁、中空床版、版桁に分類される。箱桁は、橋の幅員に応じて箱数を決定するが、1室箱桁が標準的であり最も多く採用されている。プレキャストT桁に比べ断面の剛性が高く、40m程度以上の支間の橋に適している(図-3.2)。中空床版は、自重軽減とプレストレスの効果などから円筒形の型枠を埋設し、断面を構成している。桁高を一定とするのが一般的であり、スレンダーな感じを与え、20~30m程度の支間のPC橋に多く採用されている(図-3.3)。版桁は床版に2~3本の主桁を組み合わせた断面構成で、中空床版橋と同様に桁高が一定であり、25~35m程度の支間の高架橋に多く採用されている。

実際の橋の計画では、架設地点での諸条件を満たすために、橋の構造形式と断面形状の最適な組合せを考える必要がある。その際には、プレストレスト・コンクリート建設業協会から発行されている『PC道路橋計画マニュアル平成19年10月改訂版』などが参考になる。

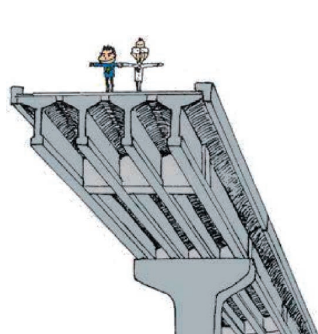


図-3.1 プレキャストT桁の断面

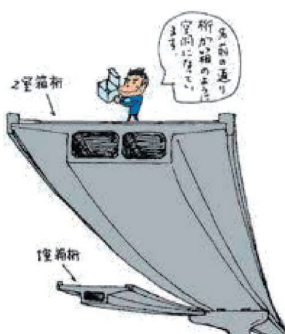


図-3.2 箱桁の断面

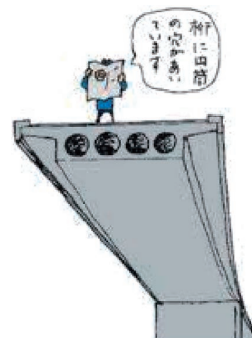


図-3.3 中空床版の断面

3.2 PC 橋の計画・架設工法

(1) PC 橋の計画

PC 橋の計画の流れを図-3.4に示す。

まずは、資料収集を行い、収集した資料を基に条件を整理する。一通り条件整理が終わった段階で、橋台位置を設定し、橋長を決定する。支間割、構造形式の検討では、地形・交差条件、埋設物や既設構造物との離隔などに配慮し、橋脚位置を設定し、支間長に見合った構造形式を抽出する。設定した支間割、抽出した構造形式を組合わせた数案で比較検討し、経済性、構造的性、施工性、維持管理、景観などを考慮して最適案を決定する。なお、PC 橋を計画する際には、守らなければならない法律や準拠する基準類があり、計画の段階から考慮する必要がある。



図-3.4 PC 橋の計画の流れ

(2) PC 橋の架設工法

PC 橋の架設工法は、場所打ち工法とプレキャスト工法に大別される。場所打ち工法には、固定支保工架設、張出し架設、押出し架設、移動支保工架設などがあり、プレキャスト工法には、クレーン架設、架設桁架設、スパンバイスパン架設などがある。図-3.5に代表的な架設工法の概要を示す。

PC 橋の構造形式と架設工法は結びついており、構造形式を決定するには、どのような架設工法があり、どういう条件に適した工法なのかを知っておく必要がある。架設工法に関して、プレストレストコンクリート技術協会（現在のPC工学会）発行『PC 橋架設工法』などが参考になる。

場所打ち工法	固定支保工架設 地上から堅固に組み上げられた支保工上で桁を構築していくもので、場所打ち工法の中で最も基本的な架設工法である。
	張出し架設 橋脚から径間の中央に向かって桁を張出しながら架設する。支保工を設置する必要がないため、地形や交差条件に左右されない架設工法である。
	押出し架設 橋台または橋脚の後方に配置した設備で製作した桁を順次押し出して架設する。地形や交差条件に左右されないが、設備を配置するヤードの確保が必要となる。
	移動支保工架設 固定支保工と対比した架設工法で、1径間分の支保工と型枠装置を有する設備を用いて、橋体を1径間ごとに架設する。等支間で径間数が多い場合に用いられる架設工法である。
プレキャスト工法	クレーン架設 工場製作されたプレテンション桁や架橋現場近くで製作されたポストテンション桁を架橋地点まで運搬し、クレーンで架設する。特殊な設備を必要とせず、短時間で架設が可能である。
	架設桁架設 架設径間にあらかじめ架設桁を据え付けておき、PC桁製作ヤードからPC桁を引き出し、架設桁を支持桁として架設する。地形や交差条件に左右されない架設工法であるが、クレーン架設より時間がかかる。
	スパンバイスパン架設 箱桁を2～4mに輪切りにしたブロックを1径間ずつ接合・緊張して架設し、次の径間に進むことを繰り返しながら架設する。径間数が多い場合に用いられる架設工法である。

図-3.5 PC 橋の架設工法概要

3.3 PC 橋の設計

(1) PC 橋の設計の流れ

PC 橋の設計の流れは、図-3.6に示すように設計条件の決定、主桁断面形状、断面諸数値、使用材料の決定や荷重による応力度、プレストレスの計算、応力度の照査の順に行う。その中から、①設計条件、②主桁断面形状の決定、③プレストレスの計算について説明する。

(2) 設計条件

設計条件とは、「つくる橋に求められる条件」のことである。技術者はこの条件に基づいて設計を行う必要がある。設計条件には、PC 橋や鋼橋などの構造種別、桁橋やラーメン橋などの構造形式、橋長、桁長、支間長、幅員構成、斜角、荷重の種類などがあり、橋の有効幅員は「道路構造令」、荷重は「道路橋示方書・同解説」などで定められている。

(3) 主桁断面形状の設定

設計条件が決まったのち、荷重、曲げモーメント、応力度の計算の前に主桁断面形状の仮定を行い、その断面形状での合成応力度を算出する。断面の仮定、合成応力度の計算を繰り返し行い、合成応力度が示方書などに定められた許容応力度以内で、かつ経済的であることが確かめられた段階で主桁の断面形状が決定する。なお、各部材の厚さは示方書などで決められた値以上で、かつ施工が可能な値とする必要がある。図-3.7に主桁断面の部材寸法例を示す。主桁断面の仮定は、設計経験の少ない初学者にとって難しい作業の1つであるが、過去のPC 橋の設計例などを参考にすることができる。

(4) プレストレスの計算

荷重による曲げ応力度を算出したのち、PC 鋼材の配置を仮定し、導入するプレストレス力を決定する。導入プレストレス力は、設計荷重により生じる曲げ引張応力度の値を打ち消すために必要な量から決定する。また、プレストレスの計算では、PC 鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ・乾燥収縮などによるプレストレスの減少量（第2章 参照）なども計算する必要がある。これらの計算により求めたプレストレス力をもとにPC 鋼材の配置の可否を確認しながら配置本数や使用するPC 鋼材の種類を決定する。プレストレス力と作用荷重の曲げ応力度を足し合わせた合成応力度が、示方書などに定められた許容応力度以内（H24道示の場合）であ

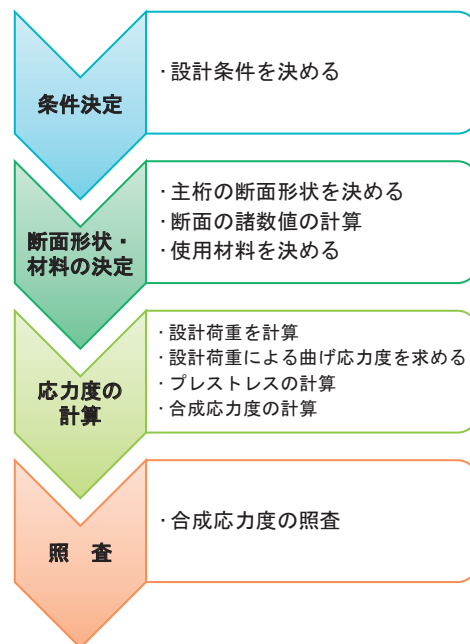


図-3.6 PC 橋の設計の流れ

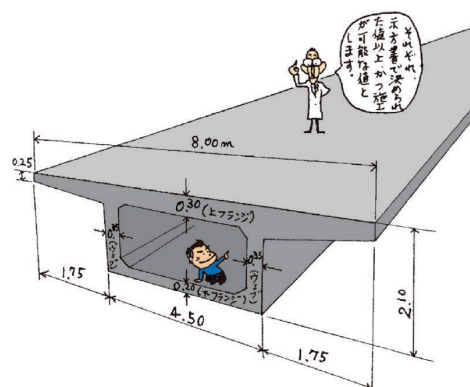


図-3.7 主桁断面の部材寸法例

ることを照査する。

ここでは、主に曲げに対する設計の流れを述べたが、実際の設計では、曲げに対してだけではなくせん断・ねじりに対しても検討を行う必要がある。PC 構造のせん断・ねじりに対する検討は、コンクリートの斜引張応力度の照査を行うなど、RC 構造とは照査方法が異なるため注意が必要である。また、主桁以外にも床版、横桁などについても設計し、必要な PC 鋼材量や鉄筋量を決定する。

土木工学は経験工学とも言われているように、設計経験の少ない初学者にとっては難しく感じる点があるかもしれないが、過去の PC 橋の設計例をはじめ、プレストレスト・コンクリート建設業協会発行の『やさしい PC 橋の設計』などが参考になる。

3.4 PC 橋の施工方法

ここでは、「ポストテンション方式 T 桁橋」の施工事例をもとに PC 橋の施工方法について紹介する。PC 橋をつくる順序は、大きく分けると準備工、橋体工、橋面工という流れである（図-3.8）。

橋体工では、まず初めに、主桁を製作するための製作台を作成する。製作台は、主桁にプレストレスを導入するまで主桁を直接支持するためのものである。主桁はプレストレスを与えると軸方向および上下方向に変形が生じるほか、支承部に反力が移動するため、支承部付近は反力の移動による沈下が発生しない構造とすると同時に、弾性変形を拘束しない構造とする必要がある。

次に型枠を組み立て、型枠の中に、鉄筋、PC 鋼材を挿入するための管（シース）を配置する。主桁は、製作後においてもクリープ、乾燥収縮などによって変形が生じるため、この影響を考慮し、あらかじめ下げ越しまたは上げ越しなどを行い、型枠を組み立てる。鉄筋は、所定のかぶりを確保できるように保持材（スペーサー）を型枠と鉄筋の間に配置する（図-3.9）。かぶりは耐久性を確保するために、示方書に基づき設定する。また、シースは設計で考慮している PC 鋼材の配置位置にくるように補助鉄筋などを用いて組み立てる。従来、シースには鋼製のものが用いられていたが、近年は耐久性確保の観点から、プラスチック製の PE シースが用いられることもある。

型枠、鉄筋、シースが組み上がったら、バイブレータで振動を与えながらコンクリートを打込む。コンクリートが所定の強度に達したら油圧ポンプと緊張ジャッキで緊張作業を行い、緊張完了後、PC 鋼材とシースの間に付着をもたせると同時に PC 鋼材を錆から守るためにグラウトをシース内に注入する。PC 桁の製作が終わったら、クレーンで桁を吊り上げて架設する。PC 桁

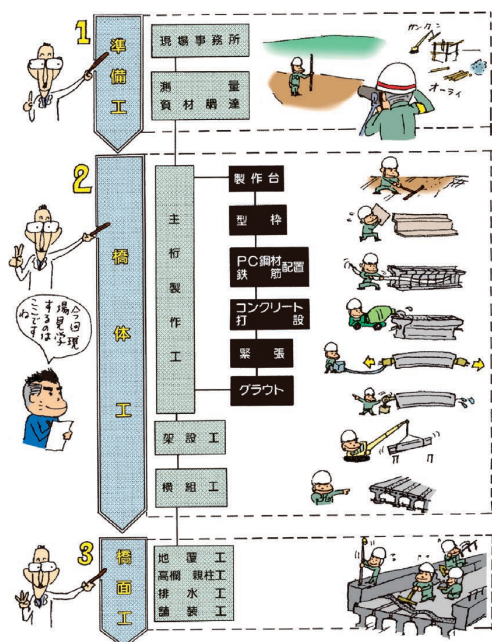


図-3.8 PC 橋のつくる順序
(ポストテンション方式 T 桁橋)

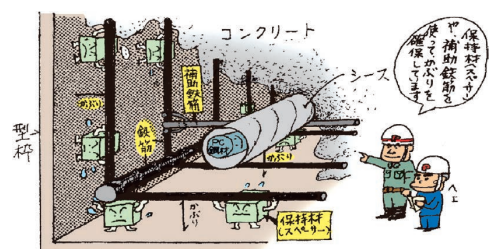


図-3.9 配管とかぶりの確保

間のすき間には、横桁コンクリートと床版コンクリートを打込んで一体化する。この部分にも主桁に対し横方向にPC鋼材を配置して緊張、グラウト作業を行い連結する。この作業を横組工という（図-3.10）。そして、最後に地覆工、高欄・排水工、舗装工などの橋面工を施工して橋が完成する。

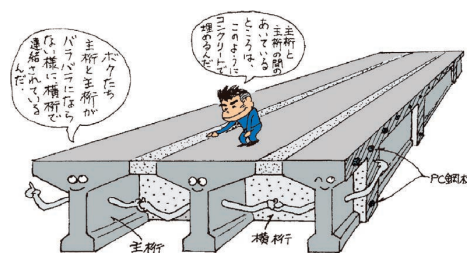


図-3.10 横組工とは

4. PC 建築編

4.1 PC 建築とは

PC の原理や計算式は、土木も建築も同じである。本章は、PC の技術がどのように建築の中で使われているかということ、実際の構造物を例に、PC 構造の特徴やメリット、基本的な設計方法などについて述べる。

(1) PC 建築の成り立ち

PC 建築の成り立ちは、古くは欧米で発展した壁式プレキャストコンクリート工法があり、建設の工業化工法として住宅建設の工事の省力化、効率化に貢献してきた。同時に、プレストレスを接合方法に使用した圧着接合による PC 組立て建築も発展した。

著名なPC建築の例として、銀座四丁目の交差点にある円筒形でガラス貼りの建物「三愛ドリームセンター」がある。この建物は、1963年（昭和38年）の作品である。24等分したプレキャスト床版の円周方向にプレストレスを導入し、ドーナツ状に1枚のスラブを形成している（図-4.1）。これは、木の樽がバラバラの木片をたがで締めて一体化されるのと同じ考え方である。そのスラブをリフトアップすることで工期短縮、無足場工法を実現させている。このように、デザインの自由度の高い空間を創造する技術としてPCが利用されている。

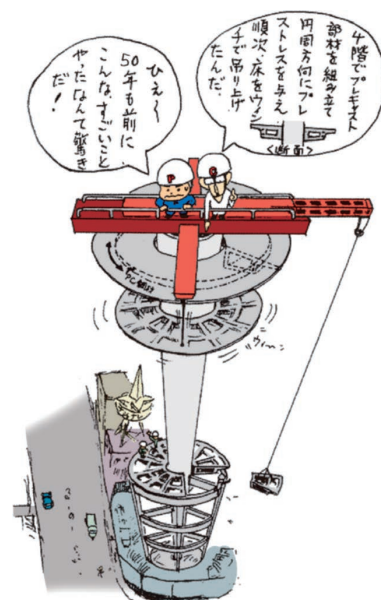


図-4.1 三愛ドリームセンター

現在は、建築現場において型枠の熟練工が不足していることを背景に、同じ鋼製型枠を何度も転用するプレキャスト工法やプレストレスの技術を利用することが多くなってきている。

(2) 工法の種類 (図-4.2)

場所打ち PC 工法は、主に現場で RC 造の大梁に PC ケーブルを配線し、ポストテンション方式によりプレストレスを導入する工法のことをいう。PC ケーブルの配線および緊張作業以外は、RC 造と同じ手順で施工できる。

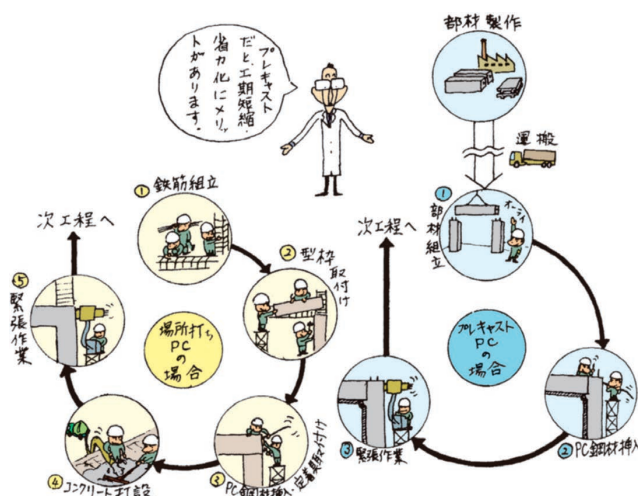


図-4.2 工法の種類

プレキャスト PC 工法は、あらかじめ工場で製作された PC 部材を現場まで運搬し、クレーンなどにより組み立てる工法のことをいう。現場での型枠、鉄筋の組立てなどの作業が省略でき、工期を短縮することができる。また、工場にて鋼製型枠を使用し、十分な品質管理の下で製作されるため、均一で優れた品質の部材を得られ、高品質の建物をつくることができる。

プレキャスト PC 工法では、施工順序（支持方法、架設方法、接合時期）の差異により設計応力が変化するため注意が必要である。また、プレキャスト部材が運搬可能な寸法であるか、揚重可能な重量であるか、基本計画時に総合的な検討をすることが大切である。

表-4.1 関係法令の年譜

年	事項	内容説明
1950 (昭和25)	建築基準法が制定	PC 造の規定がない
1960 (昭和35)	建設省告示第223号公示	PC 造が建築物の構造として認められる。ただし、高さは 16m と低層に制限
1973 (昭和48)	建設省告示第949号公示	高さ 16m 制限撤廃、45m までは特定行政庁の権限で実施可能
1983 (昭和58)	建設省告示第1320号公示	終局強度設計荷重係数低減、圧着接合、アンボンド PC 鋼材、PRC が認められる
2007 (平成19)	建設省告示第1320号改正 (国土交通省告示第600号)	PC 構造の限界耐力計算への対応、主要構造部材へのアンボンド PC 鋼材の利用、プレグラウト PC 鋼材の使用が可能となった

(3) 関係法令

PC 建築に関連する法令の基本には、建築基準法がある。法の細則が施行令で、施行令の細則が告示である。

表-4.1に、PC 造に関する年譜を示す。建築基準法が施行され始めた1960年までは、PC 造の規定がなかった。1960年に PC 造の構造規定である建設省告示第223号が公示され、高さ 16m に制限されつつも、PC 造が建築構造として認められた。1973年には建設省告示第949号が公示され、高さ 16m の制限を撤廃し、45m まで建築主事の確認によって建築できるようになった。

新耐震設計法施行に伴う1983年の建設省告示第1320号によって、プレストレスによる圧着接合、アンボンド PC 鋼材の使用、PRC 造が認められ、プレキャスト PC 建築も、確認申請で問題なく通る時代となった (図-4.3)。PRC 造の登場によって、コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 まで下げられた。その後、告示第1320号は2007年に改正された (国土交通省告示第600号)。



図-4.3 告示第1320号



図-4.4 平面計画の有用性

4.2 PC 建築の活用

(1) メリット

PC 建築の平面計画では、スパンを大きくすることによって、デザインの自由度が高くなる (図-4.4)。また、梁せいを小さくすることにより、階高を低くすると、建物全体の高さも低く抑えることができる (図-4.5)。低くなった分だけ構造体の重量が低減でき、躯体のコストを下げることができ

るのみならず、基礎や杭のコスト低減にもつながる。

PC 造には復元力があり、過大な荷重によりひび割れが発生しても、荷重が除かれればプレストレスの導入によりひび割れは閉じ、元の状態に戻る。したがって、大きな繰返し荷重のかかる工場や倉庫の床などに最適である。さらに、密実で高品質のコンクリートは中性化しにくいので、塩害や自動車の排気ガス、プールで発生する酸などに対して強く、耐久性がある。

(2) 活用方法

場所打ち PC 工法では、PC は梁やスラブなどの部分的な所に使われる。例えば、体育館や講堂、多目的ホールなどの広い空間が必要な建物のスパンの大きい梁などである。競技場のスタンド屋根のような 10m を超えて大きく張出した片持ち梁でも、より小さい断面で軽快な外観を表現でき、たわみを抑制することもできる。さらに、PC は大きな曲げモーメントやせん断力に耐えられるため、倉庫や駐車場、上階にプールをもつ重層体育館など積載荷重の大きな床の梁にも使われる。

プレキャスト PC 工法において、部材の構成、組立方法、接合方法などをシステム化したものとして、柱、梁、床などをプレキャスト部材とし、柱と梁をプレストレスにて圧着接合するプレキャストラーメン組立て工法(図-4.6)がある。建物の規模が大きく、柱間隔が比較的均等な場合に使われる。

プレキャスト部材は、床や屋根スラブ、カーテンウォール、観覧席の段床などに製品として部分的に用いる場合がある。それらの断面形状は、単純なフラット版から U 字型版、段床版、中空版などがあるが、工場製作であることから、複雑な形状にも対応できる。プレキャスト部材がつくり出す空間は、繰返しのもつ軽快さやスレンダーな形状、構造の美しさなどが表現できる(写真-4.1)。

近年注目されているのが、復元力を活かした PC と免震構造の組合せである。免震装置が地震エネルギーの多くを吸収し、残りの地震力が PC 部材に多少の変形を生じさせるが、地震の揺れが収まると PC の復元力により元の状態に戻り、建物の損傷が最小限に抑えられる特徴がある。大スパンにより柱の本数が少なく免震装置の数が低減されるため、相性のよい組合せである。

また、耐震性が不足した既存の建物の周囲に強固なプレキャストラーメン構造を新たに接合することで、既存建物を使いながら耐震補強を行う事例も多くある。

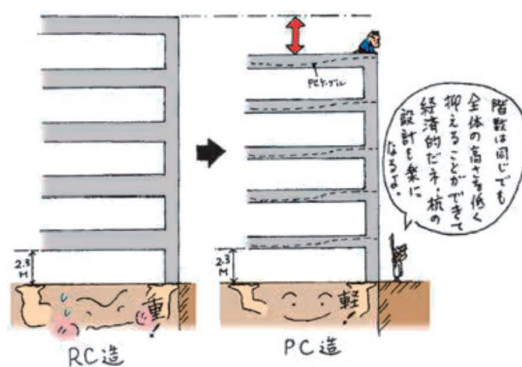


図-4.5 空間の有効利用

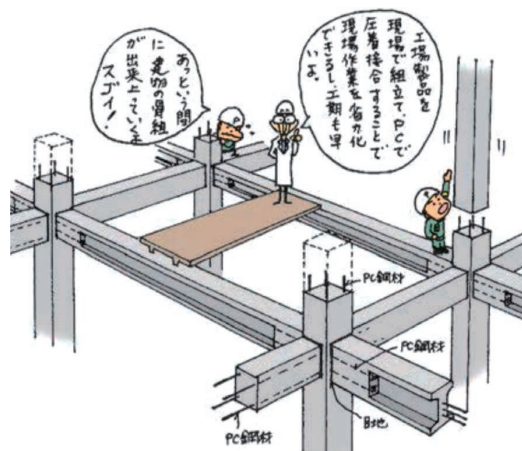


図-4.6 プレキャストラーメン組立て工法

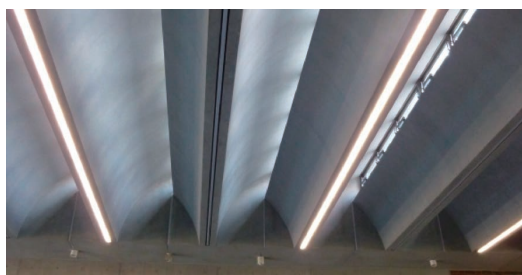


写真-4.1 プレキャスト PC 床版

4.3 プレキャスト PC 建築の設計

(1) PC 建築の構成

一般的なオフィスビルを例に、図-4.7に構成部材を示す。地中には場所打ち RC の基礎フーチング、地中梁が設けられ、地盤支持力によっては杭も併用される。次に、基礎の上部にプレキャスト（もしくは場所打ち）柱、PC 梁によるフレームが組み立てられ、梁の間に床版を敷設する。床版は、プレキャスト PC 床版やその上を薄くしてトッピングコンクリートによって一体化するプレキャスト PC 合成床版が一般的である。最後に壁を設け、内・外装を施して建物が完成する。外装はカーテンウォールを用い、耐震壁は場所打ちとすることが多い。

このように、用途や経済性、工期などを考慮して構造形式を決定し、プレキャスト PC 造であっても部材の種類や施工計画によってプレキャスト部材とするか場所打ち部材とするかを検討する。

図-4.8に設計計算の例を示す。柱や梁部材の断面を算定するには、以下に示すさまざまな検討を各項目にて行う。

(2) 基本計画

はじめに、基本計画（建物の用途・規模、構造形式、仕上げなど）を立てる。基本計画は、施主の要望をもとに設計者が法令、経済性、施工法、工期・工事費、周辺環境などを勘案して決定する。

用途はオフィスビル、駐車場、倉庫、病院、学校などであり、最近では免震と組み合わせた建物も建設されている。建物の用途によって意匠・構造・設備計画が大きく異なる。

基本計画を立てると、設計において考慮すべき荷重（主に固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風荷重、地震荷重）が決定する。

(3) 施工計画

プレキャスト PC 建築の一般的な施工手順を図-4.9に示す。プレキャスト PC 建築の施工にあたっては、下記のような事項を決定する。

プレキャスト部材の運搬に際しては、車両の長さ、重量、幅、高さの制約を考慮して部材の断面や長さを決定する。揚重するクレーンは、道路や設置する敷地条件を考慮して選定し、クレーンの作業半径や吊上げ荷重からプレキャスト部材の適切な保管場所を計画する。

基礎フーチングと柱の接合方法は、基礎に柱を差し込むホゾ方式と、PC 鋼材によって基礎と柱を一体化する圧着方式がある。圧着方式では数層の柱を通し柱とする場合と層ごとに分割する方法がある。

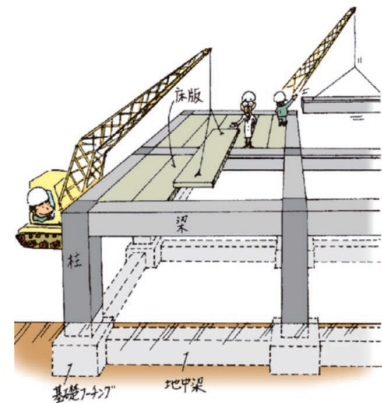


図-4.7 PC 建築部材イメージ

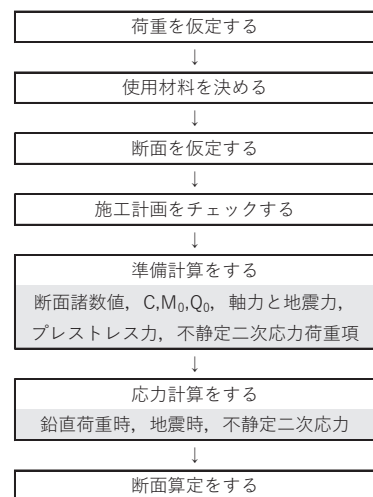


図-4.8 計算手順例

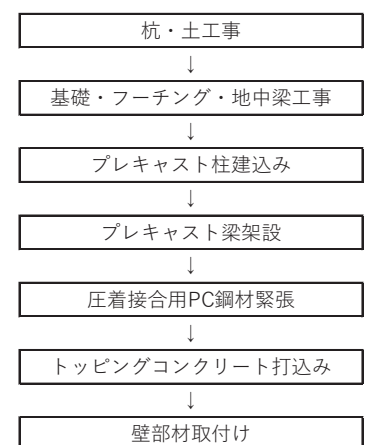


図-4.9 施工手順例

柱と梁を圧着接合する場合には、柱に設けた突起や仮支柱に梁を仮設し、目地材が所定の強度に達した後にPC鋼材の緊張をおこなう。緊張後はラーメン架構として扱うため、PC鋼材の緊張時期によって床版やトッピングコンクリート施工時の応力状態が異なる点に注意しなければならない。

(4) 準備計算

準備計算としてまず、柱、梁の断面を仮定する。PC造の梁せいは一般に梁スパンの $1/15 \sim 1/20$ といわれ、梁幅はPC鋼材と鉄筋の納まりを考慮して350mm～600mmが目安となる。柱断面は、使用するPC鋼材や定着具と鉄筋の納まりを考慮する。床版はラーメン構造の構成要素とはしないが、架構の応力計算に先立って、仕上げ、積載荷重に耐えうる断面・PC鋼材を仮定する必要がある。

次に仮定した各部材の断面積、図心位置、断面二次モーメント、断面係数などの断面諸数値をあらかじめ求めておく。最後に各荷重状態における固定端モーメント、単純梁時の梁中央モーメントと支点せん断力を算出する。

(5) 設計応力の算出

鉛直方向に固定荷重および積載荷重が作用したときに部材に生ずる応力を、施工順序にしたがって算出する。また、地震時に作用する水平方向の地震荷重は、鉛直荷重に階ごとの地震時の係数などを乗じて求める。この荷重を外力として節点に与えることにより、地震時の応力を算出できる。低層大スパンの場合、鉛直荷重による応力で断面が決まることが多く、概略設計時には地震荷重による応力の算出は省略される場合もある。

プレストレス力および偏心量は、施工時および設計荷重時の部材の縁応力度がコンクリートの許容応力度に納まるように仮定する。この作業にはPC鋼材の種類、許容緊張力、必要かぶりを考慮した断面内での納まりの検討など、かなりの経験を必要とする。

ラーメン架構の梁にプレストレスを導入すると、図-4.10に示す2種類の不静定二次応力が生じる。①梁に導入するプレストレスにより生じた回転を柱が拘束する応力と、②圧縮力によって梁が弾性短縮し、この短縮を柱が拘束する応力である。これらの不静定二次応力は、梁の固定端

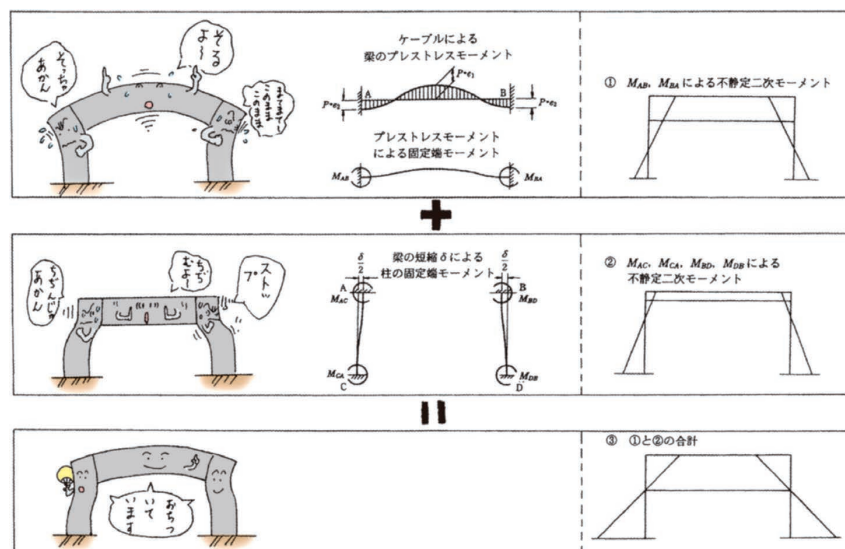


図-4.10 不静定二次応力

モーメントから算出できる。

導入時に対する設計荷重時のプレストレス力の割合を有効率といい、建築では過去の実績から一般的な PC 鋼より線の有効率を85%に固定して計算している。したがって、設計荷重時の計算に用いる不静定二次応力も導入時プレストレス力による値の85%となる。

(6) 断面の検討

梁断面の検討では、施工時、設計荷重時の部材上下の曲げ縁応力度、曲げ破壊に対する安全性、せん断破壊に対する検討を行う。以下に、基本的な梁の曲げの検討について述べる。

施工時は、梁自重による応力度とプレストレス力による応力度を合成して検討する。ただし、柱と梁の接合までは単純梁の状態であり、接合の時期によって床版、トッピングコンクリートの自重による応力も考慮しなければならない。梁せいが低い場合には、プレストレス力により梁中央部の上縁応力度が許容圧縮応力度を超えることがあるので注意する。

設計荷重時の検討断面は通常、梁中央部と梁端部について行う。柱と梁の接合後に載荷される荷重および有効プレストレス力による応力度を合成し、この応力度が設計荷重時のコンクリートの許容応力度以下であることを確認する。

(7) 圧着接合部の検討

プレキャスト PC 造の柱と梁の圧着接合部は、プレストレス力で外縁に引張応力度が生じないようにする。また、接合目地付近は弱点になりやすく、PC 梁端部にせん断補強筋を密に配筋するとともに、目地幅が 5cm 以上の場合には目地部に鉄筋を補強する。

5. おわりに

若手技術者向けに、PC の初級講座として「フレッシュマンのための PC 講座」を圧縮して解説した。紙面の都合上、詳細に解説することができていないため、不足する箇所は書籍を確認していただきたい。会誌「プレストレストコンクリート」でも、若手技術者向けに、講座「PC 技術の適用例を学ぼう」では、さまざまな構造物にスポットライトをあて分野ごとに PC 技術の適用事例を解説している。この講座も PC を勉強する際に参考にしていただきたい。

また、実際の構造物の設計や工事を行う場合には、基準（規準）にしたがって設計や施工を行う必要がある。その際に役立つ書籍を表-5.1に紹介する。これらの書籍や本稿を参考に、自身の技術力向上に努め、実務にて活躍されることを願う。本稿が若手技術者の技術向上の一助になれば幸いである。

表-5.1 PC を勉強するときに参考となる図書

書籍名	発行元
PC 橋架設工法	(社)プレストレストコンクリート技術協会
PC グラウトの設計施工指針	(公社)プレストレストコンクリート工学会
プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説	(一社)日本建築学会
やさしい PC 橋の設計	(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
PC 道路橋計画マニュアル	(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
PC アシスタント―プレストレストコンクリート技術者の必携書―	(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
プレストレストコンクリート建築マニュアル	(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
プレストレストコンクリート造技術基準解説および設計・計算例	(一財)日本建築センター

令和4年5月26日 印刷
令和4年5月31日 発行 **第49回 PC 技術講習会**

定価6,000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 奥谷祐介

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3都ビル
