

今求められるPC技術

－第33回PC技術講習会－

平成17年2月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

最近の海外橋梁事例	1
－ TGV地中海線のPC橋梁、Millau高架橋－	
群馬大学工学部教授・本協会副会長	辻 幸 和
最近の海外橋梁事例	25
－ Sunniberg橋、Meaux橋－	
埼玉大学工学部教授	睦 好 宏 史
最近の海外橋梁事例	29
－ Rion-Antirion橋－	
東京工業大学大学院教授・本協会理事	二 羽 淳一郎
最近のプレキャストプレストレストコンクリート建築	33
－ 材料・構造設計・構法・工法・最近のPCaPC建築物－	
京都大学大学院教授・本協会会長	渡 邊 史 夫
大阪大学大学院教授・本協会理事	大 野 義 照
大成建設(株)	松 原 正 安
オリエンタル建設(株)	小山内 裕
(株)建研	坂 田 博 史
(株)構造空間設計室<KKS>	長谷川 一 美
京都大学大学院助教授	西 山 峰 広
道路橋のアセットマネジメントについて	77
－ 計画的な管理、コスト削減、耐久性－	
国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路研究部 橋梁研究室	
室長	玉 越 隆 史
主任研究官	渡 辺 陽 太
研究官	廣 松 新
都市再生におけるPC技術の応用	95
－ PC立体交差橋の提案－	
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 PC立体交差橋検討委員会	
JHにおけるPC技術	123
－ PC橋の最近の事例と今後の動向－	
日本道路公団 技術部 構造技術課長	猪 熊 康 夫
構造技術課長代理	本 間 淳 史
構造技術課	大 城 壮 司

最近の海外橋梁事例

—TGV地中海線のPC橋梁、Millau高架橋—

群馬大学工学部教授・本協会副会長

辻 幸 和

1. はじめに

橋梁についても、欧州を中心に多くの注目すべき設計、施工の事例が報告されている。本文では、フランスにおけるTGV地中海線のPC橋梁とMillau高架橋の事例を紹介する。

2. TGV地中海線のPC橋梁

フランスでのTGV高速鉄道用高架橋の設計は、高速性に主眼を置いている。TGVの高速性は、建設技術の発展やコンピュータ革命により可能になった。そしてエンジニアには、高速度の運行ができる鉄道施設の建造への期待が古くからされていたことが、TGV実現の最も大きな要因である。フランスの鉄道ではこれまでも、高架橋などの建設や維持管理を行ってきており、TGVでは高速性が飛躍的に要請されている。その建造の過程において、多くの興味深い経験が積み重ねられてきた。

当然高速性と同時に、耐久性や運行安全性も重要視されており、これらは技術の進歩によって実現化されてきた。建設においては、同時に経済性や美観にも配慮されている。その他としては、維持管理が容易なことや暴露に対しても高い抵抗性を有していること、乗り心地などを重要な性能と考えている。

またそれぞれの橋梁は個別の建造物として考えられ、その特徴や構造形式なども異なっている。フランス初期のTGVには、多くのPC高架橋が建設されてきた。また箱形断面桁にプレストレス力を随時導入していく連続桁形式の工法は、少し古い方法になってきている。現在では、張出し架設や押

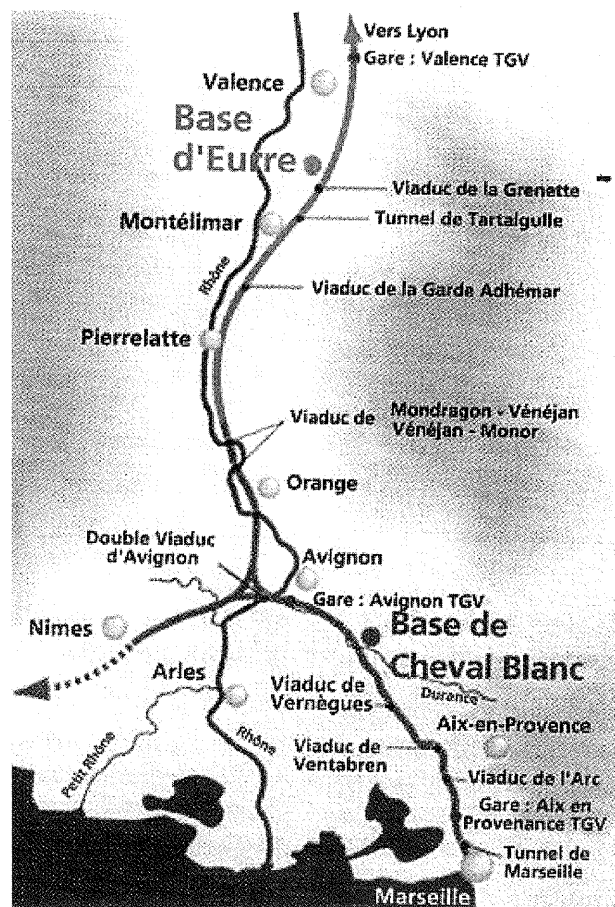


図-2.1 TGV地中海線

出し工法に適した方法へと少しずつ変化してきている。

近年建設されてきた高架橋には、PC構造のものとPC・鋼複合構造の橋梁があり、個別に設計され建設会社なども異なっている。PC鋼材は、内・外ケーブル併用で使用されている橋梁が多い。外ケーブルは張力の管理や取替え等が可能なため使用例も多くなり、床版ケーブルのみに内ケーブルが残っているという例が多い。

コンクリートは、圧縮強度が40～50Mpaクラスの高強度コンクリートを使用している。そして、プレキャストセグメント工法を適用した高架橋も出てきた。またPC・鋼複合橋には、アーチ橋やトラス橋など様々な形式があり、鋼が使用される部位やアーチの形状なども様々で、美観に優れた形式となっている。このようなPC・鋼複合タイプの橋梁は、TGV地中海線(図-2.1)にも数多く建造された^{1) 2)}。

本文では、TGV地中海線におけるAvignon高架橋、Vernegues高架橋、Ventabren高架橋のPC橋、RC・鋼複合橋のArc高架橋について、紹介する。

2.1 Avignon高架橋

Avignon (アヴィニョン) 高架橋は、ローヌ (Rhône) 川を渡河しており、TGVがマルセイユ (Marseille) — バランス (Valence) 支線とマルセイユモンパリ (Montpellier) 支線へ分岐する位置にある。全長が1514mの大半の区間は、2主桁は並行に位置している。そして、バランスからとモンパリからの各支線はAngles台地からCourtine 平野に下ってきて、写真-2.1に示すAvignon駅に連なっている。TGVでこのAvignon高架橋を渡る時には、乗客はアヴィニョン旧市街に位置する荘厳な法王宮殿を望むことができる。

Avignon高架橋の全長は約1120mであり、マルセイユ支線側は高架橋として約400mである。そして、多くの主桁は、スパンが50mの連続ばり形式であるが、最大のスパンは100mである。

Avignon高架橋は、主桁の高さが中央スパンで5mであり、橋脚上で8.50mである。このような高さの調節は、長さが約28mの放物線状のガセットにより可能になったとのことである。この施工は、鉄道橋としてはフランスで最初のプレキャストセグメント工法により、実施された。そして、P5とP6橋脚間では、片持ち張出し工法により主桁が架設され、一つの径間のみが異質である印象となることを防いでいる。写真-2.2に示すように、このように連続したスパンの連なりを強調することは、デザイナーの意思であり、その意思が十二分に反映され



写真-2.1 Avignon TGV駅内部

ている。

コンクリートの強度の特性値は、材齢28日において52Mpaであった。そして、白色セメントを用いたコンクリートは、非常に鮮やかな色合いとなっている。

橋脚は、写真-2.3と写真-2.4に示すように、中空断面の円形をベースにして、頭部を切断した円錐形状である。主桁を支持する頭部のキャップの位置で直径が5mであり、高さが約50mの下部底面では8.50mの直径となっている。このような橋脚の形状寸法は、河川水理からの制約だけからでなく、地震力と船舶の衝突力による頭部における変位の制限値を考慮したものである。

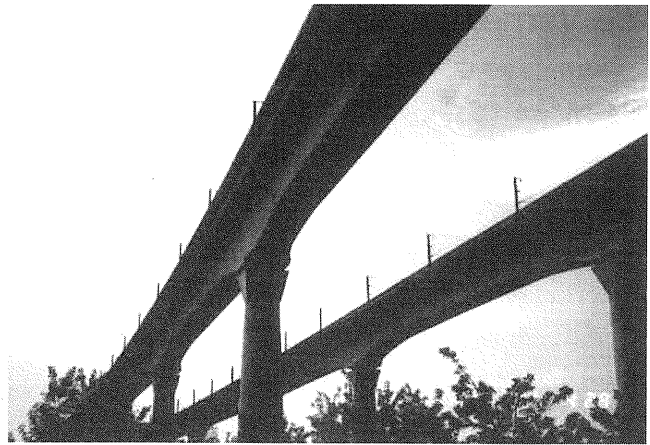


写真-2.2 並行するAvignon高架橋



写真-2.3 円形断面の橋脚



写真-2.4 主桁と橋脚

2.2 Vernegues高架橋

Vernegues地方のCazan溪谷上を通過する橋長が1,210mのPC箱桁高架橋である。この高架橋は、特別に編成されたデザイナーと技術者による設計チームにより、長期間に亘り全体の構造が検討され、写真-2.5と写真-2.6に示すように、外面が円形のPC床版構造が採用された点に、大きな特徴がある。

Vernegues高架橋は、橋梁端部の盛り土を出来る限り短くするために、高さ、スパンおよび形状をそれぞれ連続的に変化させた橋脚により構成されている。支間長は、中央部では80mあるものの、橋梁端部では15mとなっている。連続した橋脚の高さの平均と橋脚スパンの割合は、一定となっている。

また主桁の断面形状は特徴のある多室箱形であり、写真-2.7に示すように、下側外郭は中央部では円筒の形状であるとともに、端部は斜面状とすることにより、主桁の高さも橋脚スパン長の減少にあわせて減少させることができた。そして、中央部では5.25m、橋台近

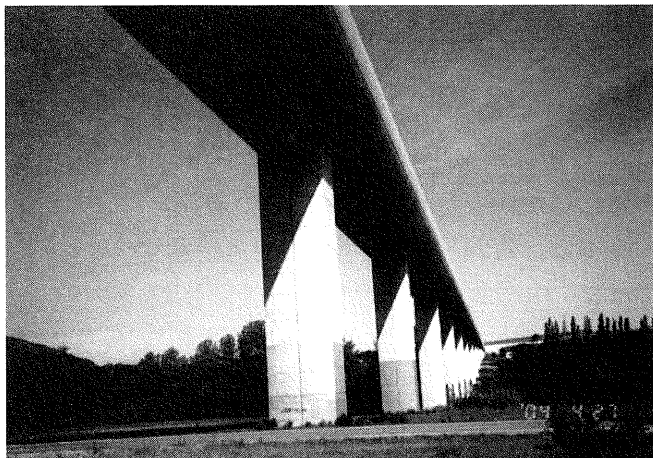


写真-2.5 Vernegues高架橋

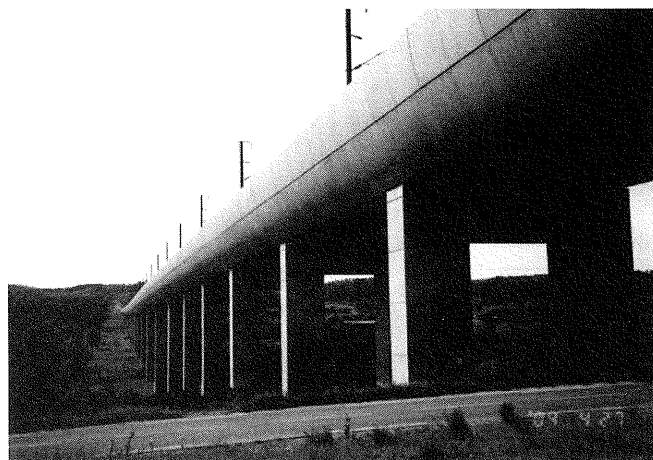


写真-2.6 側面に曲率を持つ主桁と高欄

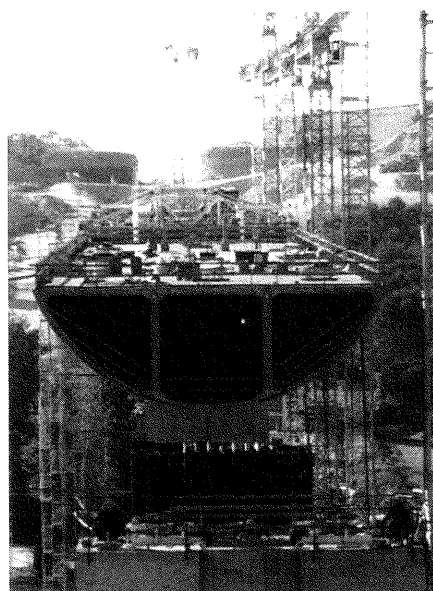


写真-2.7 主桁の円筒形状断面²⁾

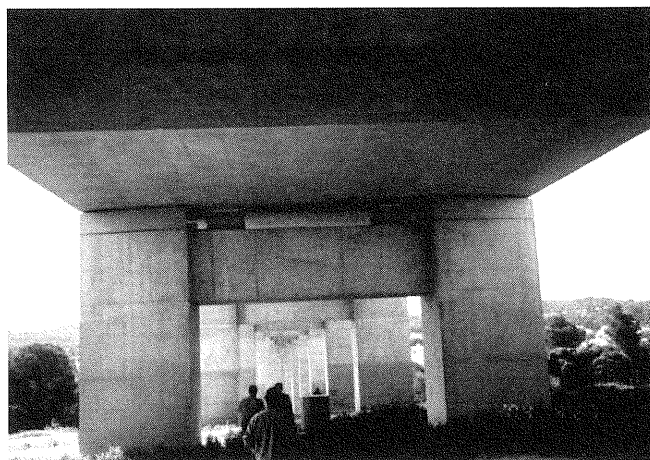


写真-2.8 高架橋端部において分割された橋脚部

傍では1.5mの高さに変化している。高欄も同様にプレキャストコンクリート製で、PCの主桁の形状に合致した形状となっている。

使用された材齢28日のコンクリートの設計基準強度は52MPaである。その表面はクリアカラーの明るい砂色となっている。

高架橋端部では押出し工法、中央部では片持ち張出し工法を用いて、PC主桁が建設されている。

コンクリートの橋脚は、高さが約33mから5mまで変化している。高架橋中央部では中空の長方形断面の高橋脚で構成されているが、高架橋の端部では2本の橋脚に分割されてその間隔を広げている(写真-2.8)。コンクリートの表面は、主桁と同じくクリアカラーの明るい砂色となっている。

写真-2.9は、高架橋中央部の中空の長方形断面の橋脚で支持された円形断面の主桁である。張出し架設された張出し部の支承は、スライディング杓と思われる。そして、約4～5径間ごとに落橋防止材が支承の両外側に設置されて安定性を保持している。

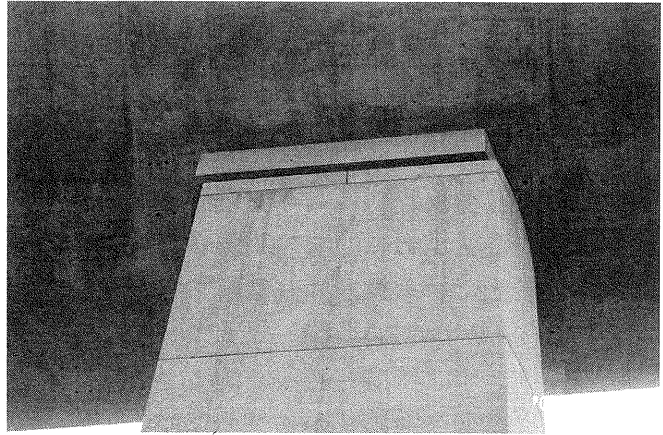


写真-2.9 円形状の主桁と支承

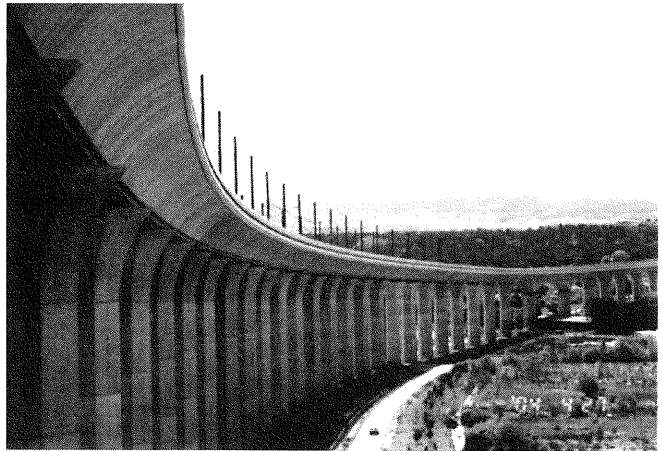


写真-2.10 Ventabren高架橋

2.3 Ventabren高架橋

高速道路A8-E8の真上を通過し、VentabrenとEguillesの間に位置する橋長が1,730mのPC箱桁高架橋である。スパンは一般部が45mで、高速道路を跨ぐプラットホーム部が100mとなっている(写真-2.10)。

箱桁上床版の張出し部は、通常の鉛直ウェブとは別に、写真-2.11に示すように、曲型ストラットのコンクリートパネルで補強している所に特徴がある。またコンクリートは、材齢28日における設計基準強度が44MPaであり、



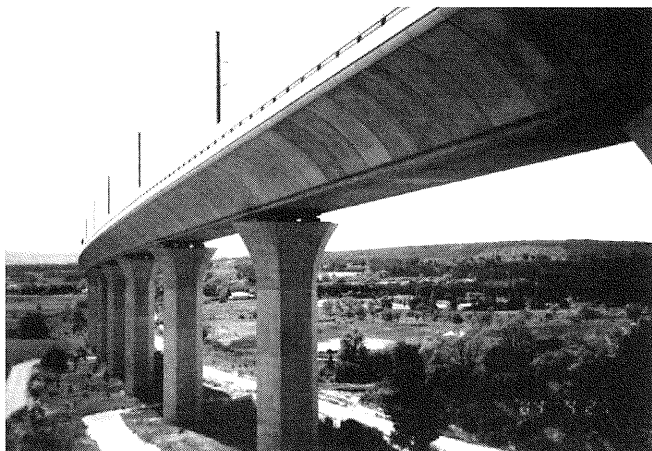
写真-2.11 プレキャストの補強ウェブ

クリアグレー色を採用している。

橋脚は14m～28mの高さで、六角形の断面形状をしている。橋脚の内接円の直径は6mであるが、頭部では9～10mまで拡大しており、ウィングラスの脚部と同様の形状である。この橋脚が連続して林立している様子は、素晴らしい景観を形成している（写真－2.12）。

標準スパン部は押出し工法で施工されたが、高速道路上に架かるスパンが100m部とその両脇の3径間分は片持ち張出し架設工法で建設された。100mのカンチレバー部では、高速道路の安全性に配慮して、高速道路に平行に張出し施工を行った後に、橋桁を約30度平面回転させて閉合を行う施工が採られた。橋桁の回転時には、夜間に3時間の高速道路の通行止めをした。

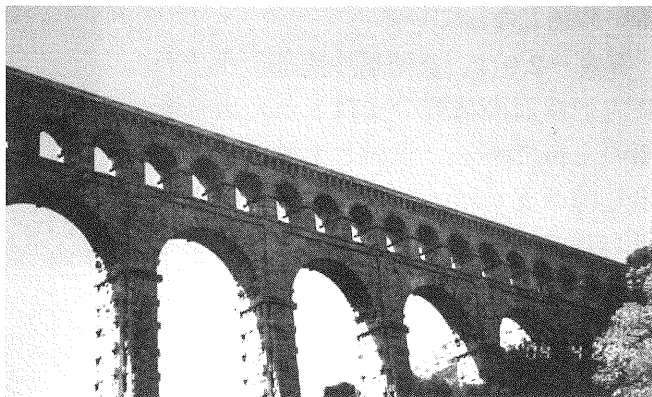
また、地震の影響を最小限に留めるため、橋台にはダンパーが取り付けられている。このダンパーは、Vernegues高架橋と同じものである。



写真－2.12 六角形状の橋脚

2.4 Arc高架橋

Arc（アルク）高架橋は、ロックファールブル（Roguefavo）水道橋（写真－2.13）の近くにはほぼ平行して架設されたRC・鋼複合構造の橋梁である（写真－2.14）。技術者により提案された当初の設計は、同一桁高の2主鋼合成桁の伝統的な形状だったが、デザイナーの意思を受けて進歩した景観デザインを採り入れ、美しい形状の橋となっている。鋼製アーチ形状の下弦トラス構造の上には、移動型枠工法を用いて施工されたRC床版が接合されている。



写真－2.13 ロックファールブル水道橋

橋脚は、曲線形を用いた美しい形状をしている（写真－2.15）。下弦トラス構造との対比も絶妙である。

桁高は一定で、意味のない材料を出来る限り排除して、形状が見える透明性の高い、写真－2.16に示すように、いわゆる「魚の腹」の構造にしている。鋼部全体の形状は、軸力とせん断力図に似せた構造にしている。必要な骨格の部分だけの形状は、自然の平穏な風景に溶け込んでいる（図－2.2、写真－2.17、写真－2.18）。

橋面排水処理は、排水桝より直接雨水を落とす構造になっており、流水管を取り付けると景観を悪くするためか、他の橋梁でもほとんど付いていないようである。

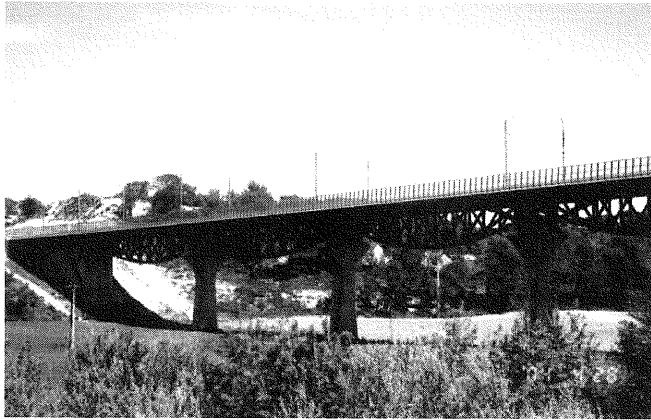


写真-2.14 RC・鋼複合構造のArc高架橋

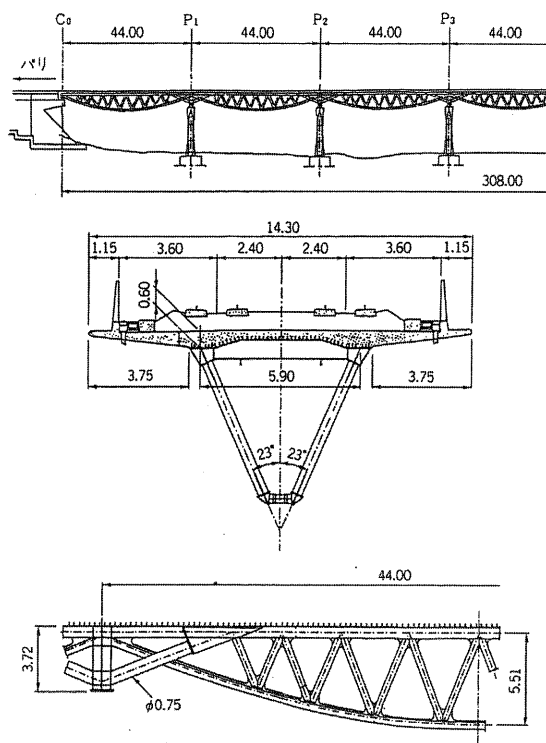


図-2.2 Arc高架橋の概要³⁾

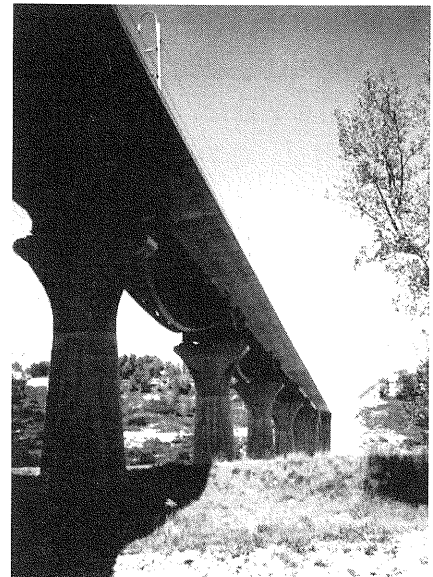


写真-2.15 床版、トラス構造および橋脚

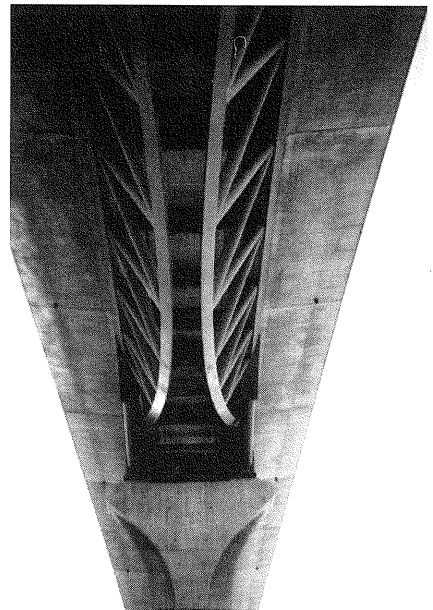


写真-2.16 無駄な材料が無く「魚の腹」と呼ばれている骨組のみの構造

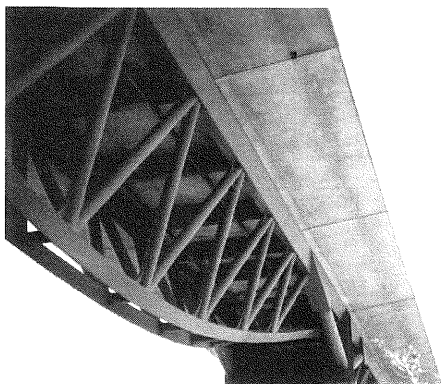


写真-2.17 床版とトラス構造

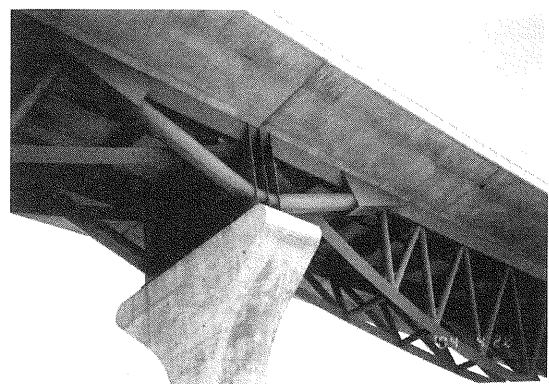


写真-2.18 トラス構造との支承

3. Millau高架橋

3.1 Millau高架橋の建設概要

Millau高架橋は、フランスの中央山岳地帯のほぼ中心に位置するMillau市の約10km西方のTarn溪谷に、建設された(図-3.1、写真-3.1)^{4)~7)}。



図-3.1 Millau市の位置

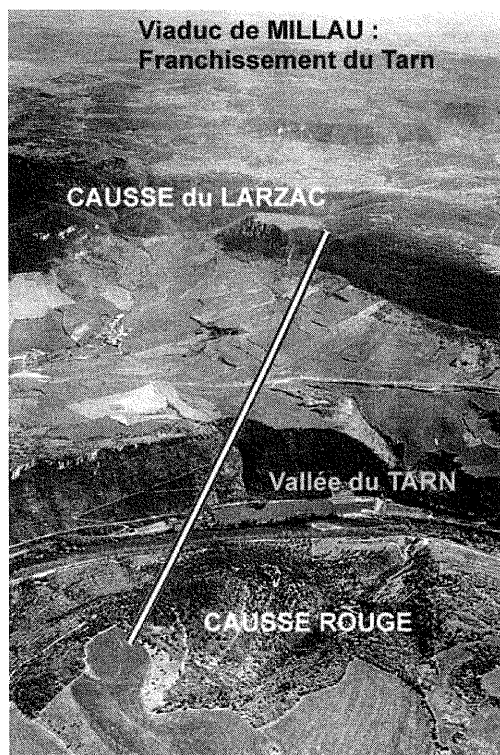


写真-3.1 Millau高架橋の建設地

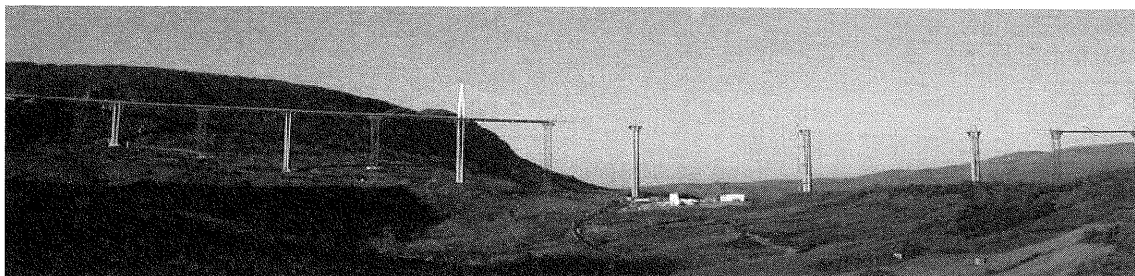
Millau高架橋は、高速道路A75にある最も大規模な土木構造物であり、北側のCausse Rougeと南側のCausse of the Larzacの間にあるTarn Valleyを跨ぐ8径間連続鋼斜張橋である。この高架橋の全長は2460mで、これはパリの凱旋門からコンコルド広場までの距離(約2800m)にほぼ相当している。

また7基の橋脚のうち最も高いP2橋脚は、主塔も含めた全高で343mとなり、パリのエッフェル塔の高さ(320.75m)をも凌いでいる。主桁の鋼重量は約36000トンで、これはエッフェル塔の約5倍に相当する。そして主桁は、Tarn Riverから270mの高さに位置している。

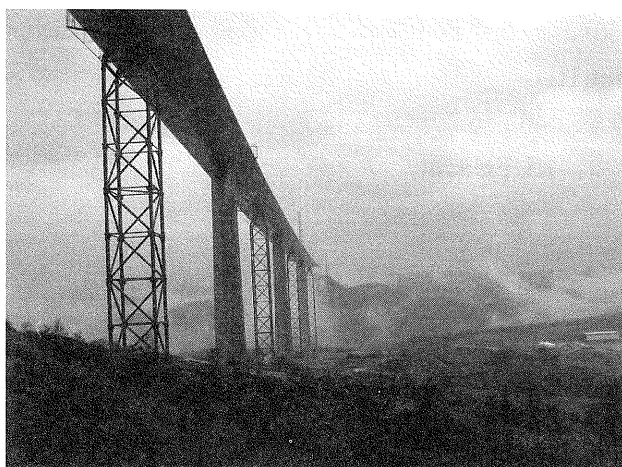
Millau高架橋の調達資金、設計、建設、オペレーション、メンテナンスのコンセッションは、2001年10月10日の欧州連合公報に公表された公告に基づいて、フランス政府からCompagnie Eiffage du Viaduc de Millau社に対して与えられた。このコンセッションは75年間(完成後は同社の管理する有料道路区間)である。しかしながら、コンセッションの契約には、120年の供用を保証する高架橋を建造することと規定されている。

着工は2001年12月14日であり、写真-3.2に2004年2月上旬の建設状況を、写真-3.3には著者が見学した2004年4月29日における建設の状況を示す。下部工事がほぼ終了したことに伴い、両アバットからの主桁の押出し架設が2003年2月末から始まった。2004年4月現在、北側から

の押出しは終了し、南側からの押出しは2スパンを残すのみであった。そして2004年6月には、両主桁が閉合され（写真－3.4）、2004年12月に開通した。



写真－3.2 2004年2月上旬における全体写真



写真－3.3 2004年4月29日における状況



写真－3.4 2004年6月の状況

3.2 設計の諸元

Millau高架橋は、多径間連続斜張橋の構造形式を採り、主桁の連続性を強調している。そして、透明材料によるウインドスクリーンを設置している。高架橋の供用期間は120年を保証するものである。

その諸元を以下にまとめて示す。

概要寸法

構造形式	: 8径間連続鋼斜張橋
全長	: 2460m
スパン	: 204m + 6@342m + 204m
最大橋脚高	: 245m (P2)
主塔高	: 87m
全桁幅	: 32.05m

使用材料

鋼	: 主桁・主塔 (鋼種 S355およびS460)
コンクリート	: 橋脚 (B60), 基礎杭・アバット・基礎スラブ (B35)
定着具	: Freyssinet HD
斜材	: PC鋼より線 45T15.7 ~ 91T15.7, $f_{GUTS} = 1860\text{MPa}$ 亜鉛メッキ, HDPE被覆, ワックス充填

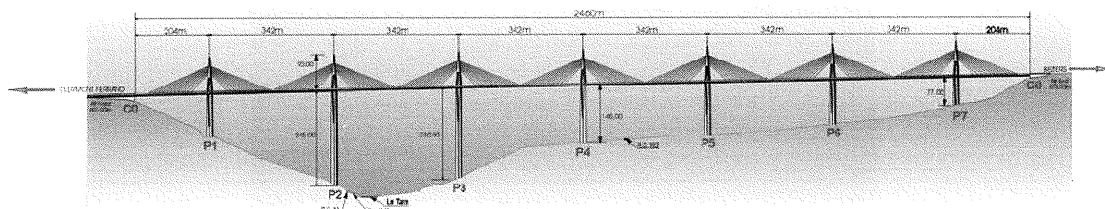


図-3.2 高架橋の立面図

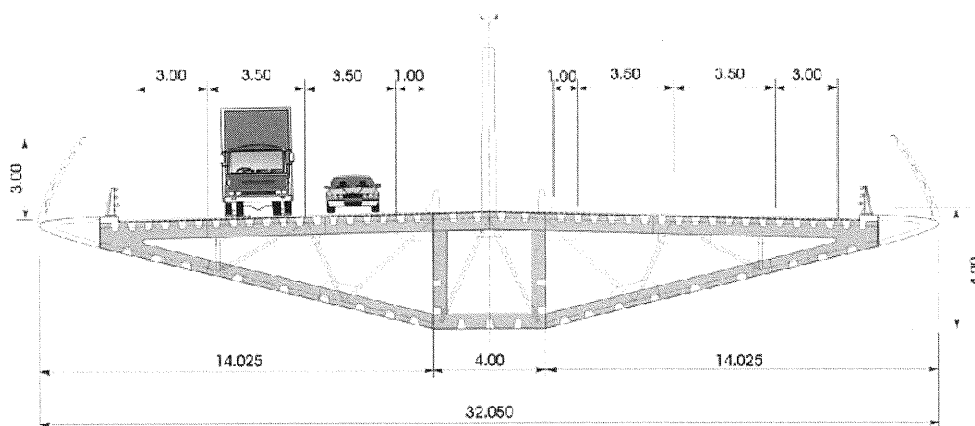


図-3.3 主桁の断面図 (高速道路の幅員構成)

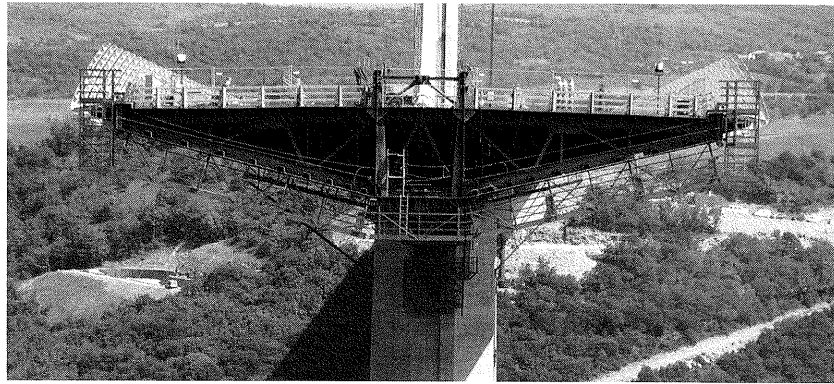


写真-3.5 主桁の断面構成

3.3 橋梁の概要

全長が2460mのMillau高架橋は、曲率半径 r が20,000mとわずかにカーブしており、北側のClermont-Ferrand から南側のBeziersへかけて3.025%の一定の登り勾配となっている8径間連続鋼斜張橋である。この高架橋は、204mの両側径間とそれらに連なる342mのスパンを持つ6径間とから構成されている、11本のセミファンタイプの斜材で一面吊りされた8径間の連続斜張橋である。図-3.2に高架橋の全体立面図を示す。

高速道路の幅員構成は、図-3.3に示すように、片側に3.5mの走行レーンが2車線と3.0mの緊急車両専用レーン、そして中央分離帯側に1.0mの路肩を設けている。なお中央分離帯は、1面吊りの斜材を定着するのに必要な幅として4.45mを確保している。従って、主桁の幅は27.75mが必要となり、更に堅固な重車両用防護柵と運転者用の横風防御スクリーンが設置され、全幅が32.05mとなっている。写真-3.5に主桁の断面構成を示す。

橋脚については、P2橋脚(245m)とP3橋脚(223m)は、現在のところ世界一の高さを誇り、橋脚天端から90mの上部区間は、橋脚が分割された構造となっている。そして分割された橋脚上に合計4基の球形沓が設置され、主桁を効果的に剛結している。写真-3.6にP2橋脚を、写真-3.7に分割された橋脚上部を、写真-3.8に橋脚下部を示す。

図-3.4にTarn Valleyの地盤断面を示す。建設現場の地質は、第2世紀の岩盤上に、石灰岩、石灰を含んだ泥灰土、落石と泥灰土の深さが10mまで不連続な沖積層により覆われた泥灰土により構成されている。

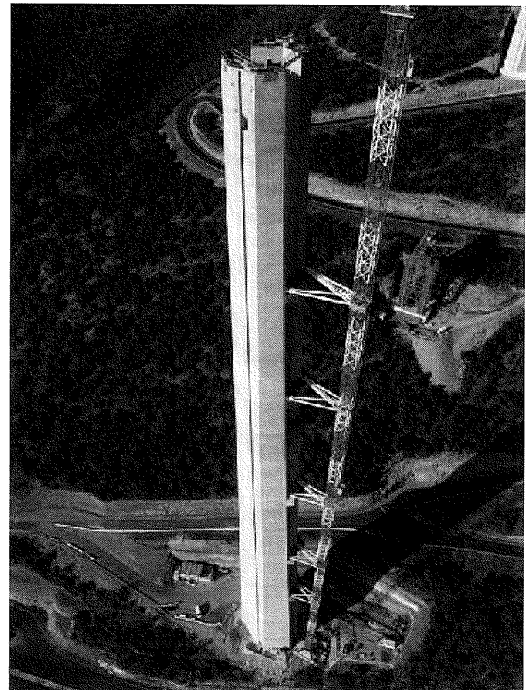


写真-3.6 P2橋脚の全体

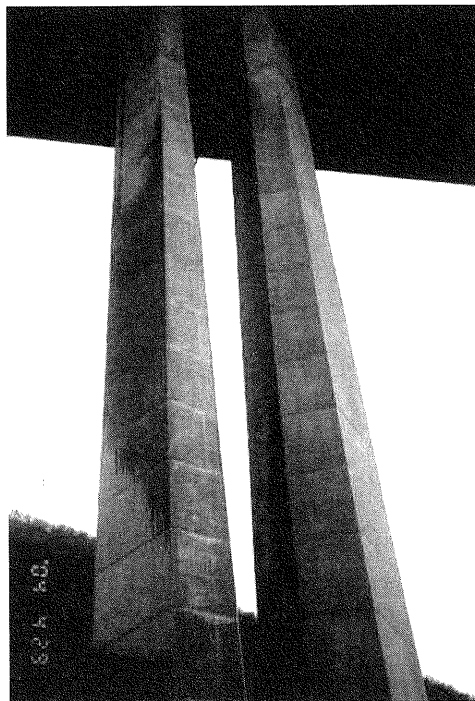


写真-3.7 分割された橋脚上部

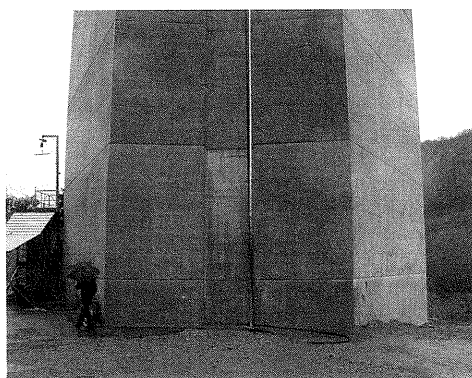


写真-3.8 橋脚下部

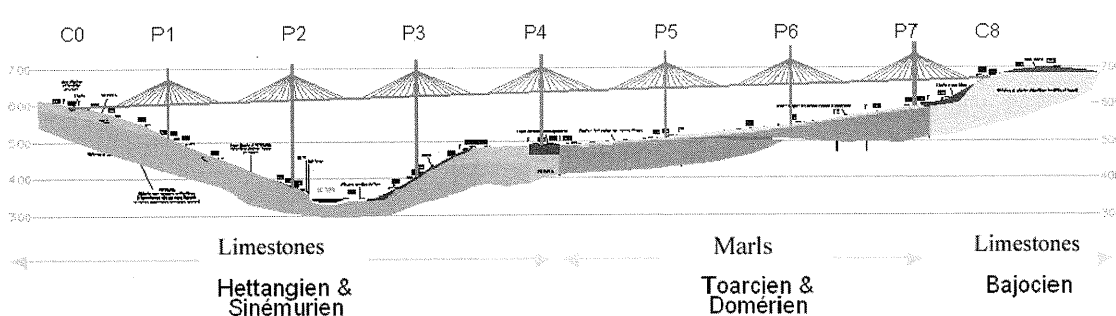


図-3.4 Tarn Valleyの断面図

3.4 構造特性

Millau高架橋の構造的な特徴は、8径間連続斜張橋という多径間連続斜張橋であることが挙げられる。ギリシャのRion-Antirion橋と同様な構造特性である。

多径間連続斜張橋の主な課題は、第1に、非対称な活荷重による曲げモーメントを釣り合わせることで変形（たわみ）を抑制させることへの対応である。第2に、温度変化の影響による主桁の伸縮量への対応である。第3に、各橋脚の高さが異なることによって高橋脚に発生しやすいひび割れへの対応である。そして第4に、風荷重への対応である。

これらの解決策としては、橋軸方向の橋脚のフレキシビリティを高めるために、橋脚天端から下方90mまでの上部区間を平行な二枚壁として橋脚の断面二次モーメントを減少させている。また、構造物全体の剛性を高めるために、鋼製の主塔を逆V字形とし、その主塔と主桁を剛結させている。さらに、二枚壁の橋脚の天端にはそれぞれ2基、合計4基の球形沓を設置し、PC鋼材（37T15を4本・1沓当り）で主桁と橋脚を連結固定している。図-3.5にP2橋脚の断面図を、図-3.6に橋脚-主塔の立面図を示す。

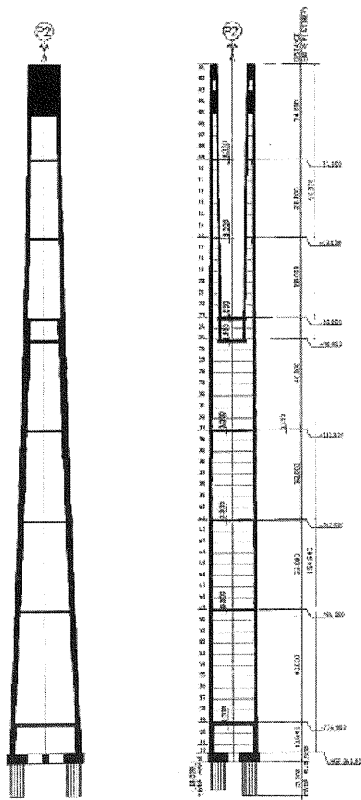


図-3.5 P2橋脚の断面図

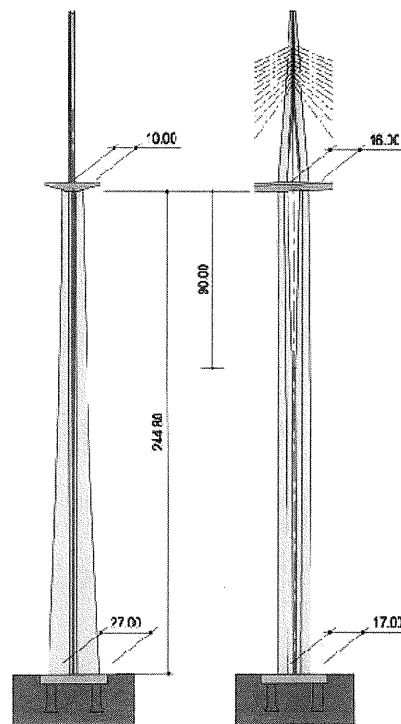


図-3.6 橋脚-主塔の立面図

3.5 主塔とケーブル

図-3.7に主塔の形状を示す。高さが38mの主塔の柱脚は2個のスティフナーで補強された剛性の高い鋼製箱桁で構成され、その上部49mは斜材が定着されているマスト部が位置して、全主塔高87mとなっている。なお、そのうち頂上部17mの部分は構造部材ではなく、景観的に配慮された部材である。

各主桁を支える11組のケーブルは、セミファンタイプの形状で一面配置され、12.51mの間隔で平面曲線を有する主桁の中央分離帯内に定着されている。

また写真-3.9に鋼材断面を示す。斜材ケーブルにはフランス規格NFA35-035に適合した引張等級が1860MPaのT15.7mmのストランドが使用されている。そのストランドは高密度ポリエチレンHDPEで被覆され、その中にワックスが充填されている。また各ケーブルには、紫外線UVから防護するため、保護管として白いHDPE管を使用し、更に保護管表面はレインバイブレーションを防ぐため、螺旋状にしたリブ形状となっている。

各ケーブルを構成するストランドは、主塔付近では上述のT15.7mmが45本、スパン中央部では91本と使い分けている。またケーブルは主桁側で緊張し、主塔で固定している。

ケーブルと緊張装置には、PC斜張橋で一般に用いられている工法が鋼斜張橋のこのMillau高架橋に採用されている。また内部ダンパーが、ケーブルとアンカーパイプ上の固定位置との間に設置され、スレーの振動エネルギーを消散させている。この内部ダンパーは、ポルトガルのパスコダガマ橋に最初に設置され、ギリシャのRion-Antirion橋にも採用されている。

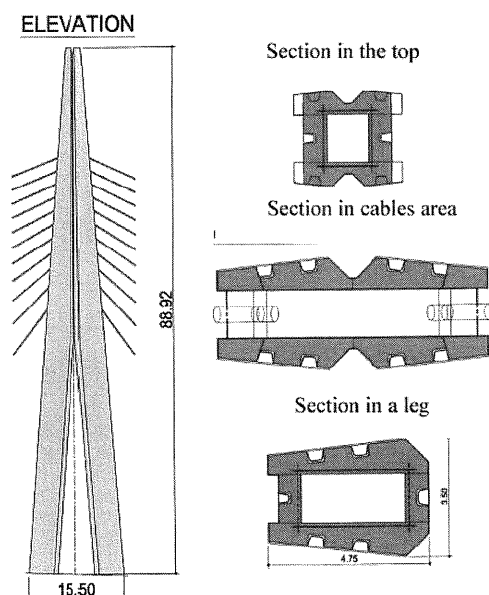


図-3.7 主塔の形状

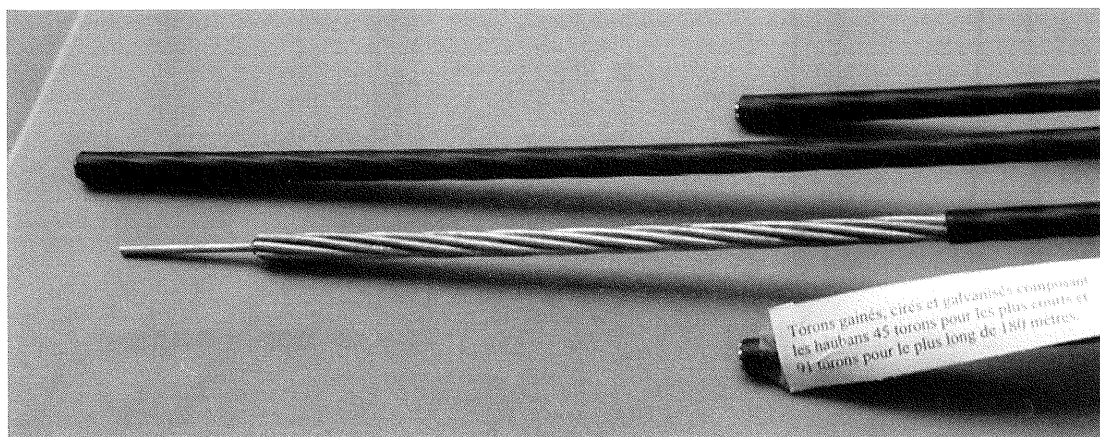


写真-3.9 鋼材断面

3.6 使用材料

主桁や主塔はほとんどすべてが鋼で、S355とS460の鋼種で造られている。橋脚は、B60の高強度コンクリートを使用して建造された。この高強度コンクリートは、力学的な性状よりもその優れた耐久性によって選定された。コンクリートを選定した主な要因は、以下の通りである。

- ・ 耐アルカリ骨材反応性
- ・ 耐硫酸性
- ・ 耐凍害性
- ・ 鋼材の防錆性

またその他の基礎杭、アバット、基礎スラブは、B35の普通コンクリートで造られている。

3.7 高架橋の施工

3.7.1 現場の組織

本Millau高架橋の工事は、EIFFAGEグループから各会社が請け負う形で行われた。土木構造物はEIFFAGE TPが、鋼製構造物はEIFFELが、それぞれ担当している。なお、メインコントラクターはEIFFAGE TPである。

現場は、総面積8haを4つのゾーンに分けて施設が配備されていた。そして、4つのゾーンには、各橋脚、アバット等の直下に平均3500m²の作業ヤードが配備されていた。その中で、主塔と主桁は鋼製となっており、別の場所で製作されたことが、本高架橋の建設に必要な土地の縮小に役立った。

Millau高架橋の建設には、建設管理者の承認のもとに、下記の建設が必要とされた。

- ・ P2とP3間のTarn riverを跨ぐ橋梁
- ・ Cazalous作業ヤードの近くにあるRDD992Millau道路を跨ぐ鋼製仮橋

さらに、橋脚およびアバットの施工、あらかじめ製作されて搬入される主桁と主塔の組立て、そして主桁の押出し架設等の作業については、Millauの現場で行った。

3.7.2 橋脚の施工

7基の橋脚は、同時に施工された。各橋脚には独立した作業ヤードが設けられ、職長は12人の作業員を指揮し、7時間2交代制で作業を行った。

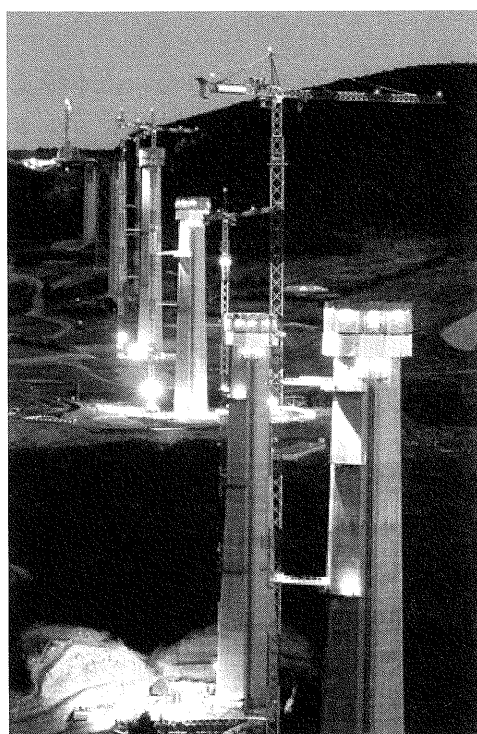
橋脚を施工するための外型枠にはセルフクライミング方式を採用したが、中空断面の橋脚には約30m間隔で隔壁が設けられているため、クレーンを併用した施工となった。そして、7基の型枠システムは全て現場で組み立てられ、高さの施工精度をX、Y方向とも5mm以内の誤差に抑えるために、GPSを使用した。なお、橋脚は外面と角が連続した斜めの角度を持っており、施工1リフト毎に異なる外形状となっている（写真-3.10、写真-3.11）。このため、調整可能な型枠の製作や型枠の微小な調整を必要とした。

橋脚の1回のリフト高さは4mであった。その最大打込みコンクリート量は322m³（P2橋脚第1リフト）で、12時間の連続打込みを行った。橋脚の上部では1時間当り15～25m³の打込み量であった。橋脚の1サイクルに必要な施工日数は、単一断面の橋脚下部で3日であり、分割した橋脚上部では3日から4日であった。鉄筋はあらかじめ地上で組み立てて、クレーンで持ち上げて配置した。

使用したコンクリートは、B60の高強度・高性能コンクリートで、各リフトの脱型がほぼ等

しい材齢で行なわれるように、コンクリートのマチュリティー（積算温度）を計測する maturometerの読みを基本とした。セメントは欧州規格のCPA-CEM I 52.5PMESCP2を単位量で400kg/m³用い、1時間当たり公称で80m³製造できる2組の製造プラントで造られた。橋脚全体の使用量は、53,000m³であった。

Millau高架橋は、当初の施工方法はEIFFAGEが実施した工法とは異なった工法で設計が行われていたため、補強材の配置システムの設計や特に複雑な橋脚頭部に作用する力の分配方法の設計などが、複雑になった。そして、分割している橋脚の頭部から17.85mの区間は充実断面に変更して、サポートおよび主桁と橋脚をPCケーブルで堅固に固定することが出来るようになった。さらに、オリジナル設計では、分割された橋脚はトリマーで覆われていたが、景観上からそれを取り外した。そのため、主桁架設用の押出し装置を設置することができた。



写真－3.10 橋脚工事の状況



写真－3.11 P2橋脚の頭部

3.7.3 橋脚のプレストressing

それぞれの分割した橋脚には、8本の19T15のケーブルが配置されている。シースは、内径が128mmの鋼製シースを使用しており(図-3.8)、そのジョイントには熱収縮スリーブにより水密性を確保している。

さらに高架橋に採用しうる施工方法と材料を確認するために、約100mに相当するケーブルを使用して、現場において鉛直注入試験を実施した。その現場は、Millau高架橋から北側に1~2km離れた高架橋においてであった。注入試験の目的は、PCグラウトの材料と配合、所要の注入時間、注入装置と器具の性能および注入手順を確認するものであった。

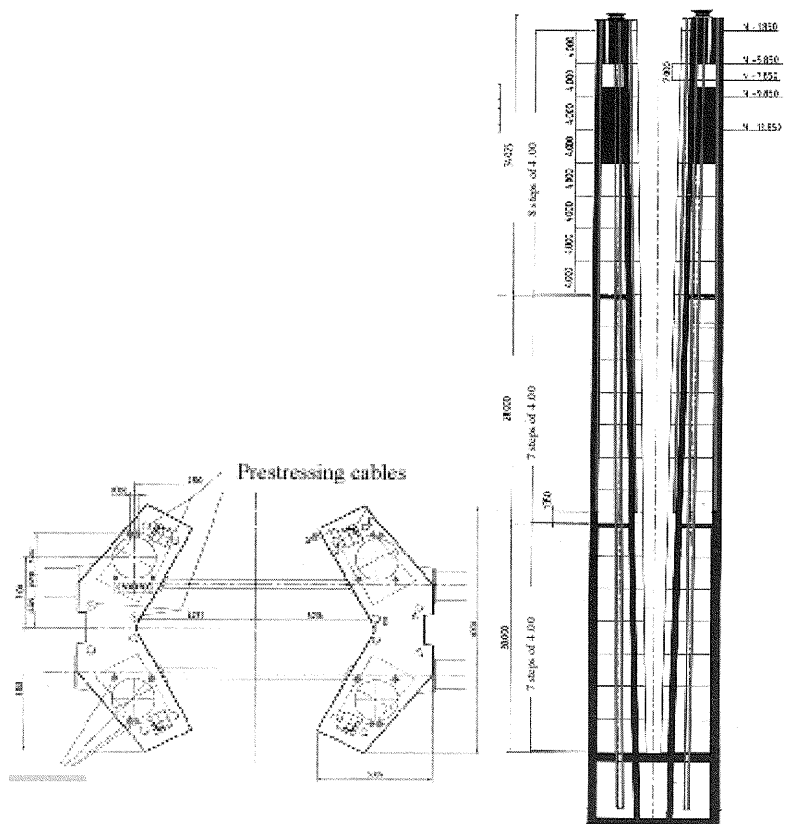


図-3.8 橋脚断面

オリジナルの設計では橋脚にプレストレスが導入されていなかった。しかしながら、実際の施工ではこのようにプレストレスが導入され、耐久性の向上を図っている。

3.7.4 仮支柱、主桁と主塔の製作と架設、押出し作業

連続して主桁を架設するために、7基の仮支柱を設置した。これらの仮支柱は、直径が1016mmの鋼管を使用した12m×12mのKフレームで構成されていた。さらに、その頂上には、作業足場と同様に、架設サポートを受けるため鋼製のtrimmerが設置されていた(写真-3.12)。

主桁は、工場にて製作され、現場に運搬し架設された。主な主桁のパーツは、図-3.3に示したように、①幅が4m、高さが4.20mの中央の箱桁、②3.75から4.20mの上・下中間補剛パネル、③3.84mの側桁(張出し先端部)、④主桁の横桁を構成しているUPNのブラケットを一式として、現場に搬入された。

中央の箱桁は、一度、Fos-sur-Merに集められ、一週間に3ユットのベースで、長さが15mから20m、最大質量が90tで、Millauの現場に搬入された。また、側桁の部材は長さが20mから24m、最大質量が40tを1ピースとして、現場に搬入された。

現場に搬入された主桁の組立てのために、各橋台には必要な設備(クレーン、資材運搬用の90tガントリー、溶接場、塗装場)を備えた組立てヤードを設けた。組立てヤードは、各長さが171mの3ゾーンから成り、①鋼製の主桁ブロックを接合して組み立てる、②その他の主桁部材を中央の箱桁に組み立てる、③完全に組み立てられた主桁を塗装し、格子に補強された風除けスクリーンを垂直に建て込む、それぞれの作業を行った。

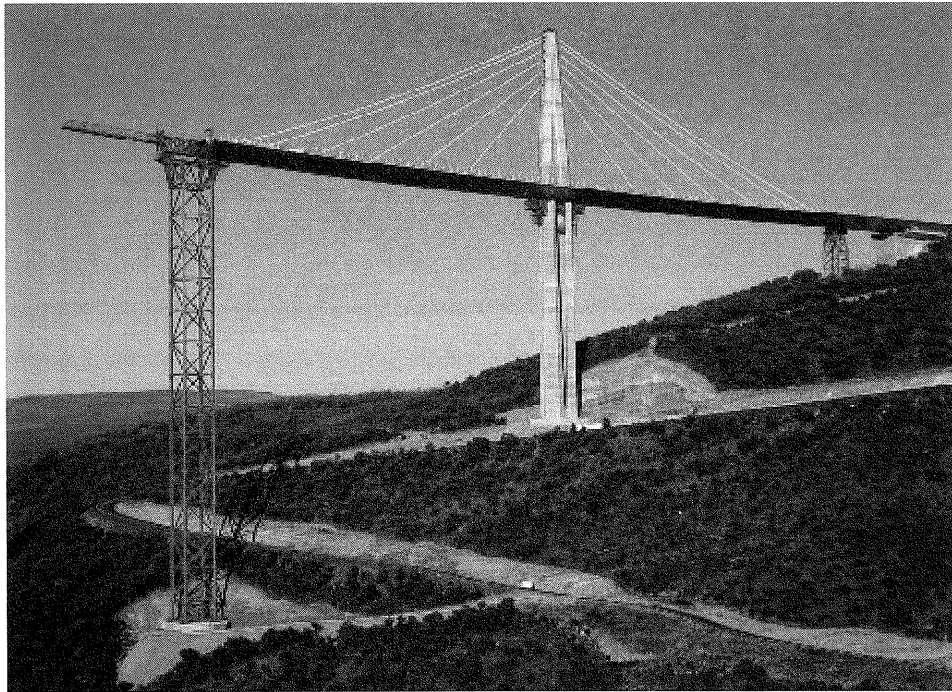


写真-3.12 橋脚（P1）と仮支柱

3.7.5 押出し架設と押出し装置

主桁の押出し架設は、組立てヤードで主桁の長さが171mに準備され、1回の押出しで171mが架設された。この長さは、押出し架設時の橋脚および仮支柱を含めた支柱間隔となっている。

主桁は、南側サイドから1743mが押出し架設されることで、2003年2月末に最初の押出し架設が行われた（図-3.9）。主塔Py3の斜材の架設は、2003年8月末に開始され、2003年末までには、12回の押出し架設のうち7回が行われた。また、2003年夏から北側サイドの主桁717m分の押出

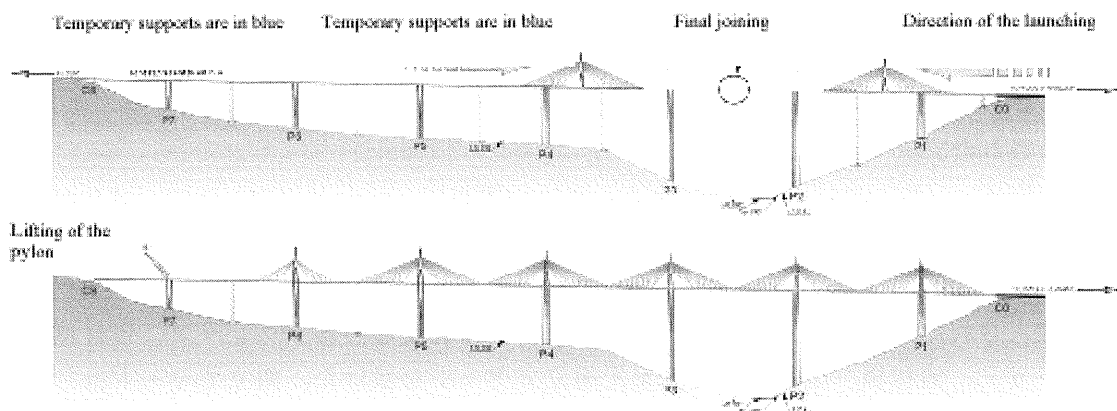
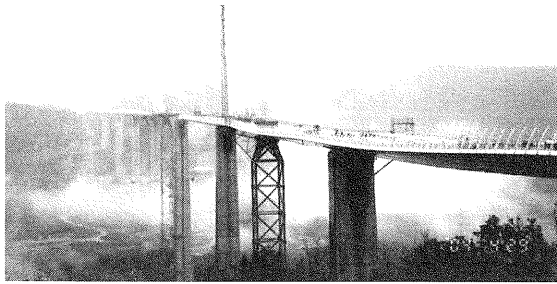
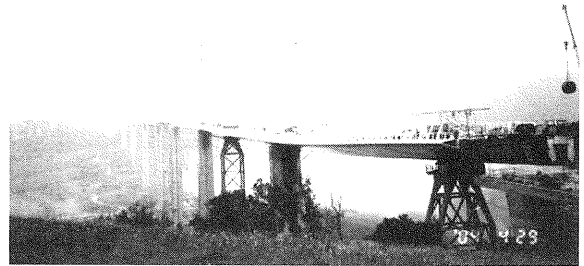


図-3.9 主桁と橋脚の建設

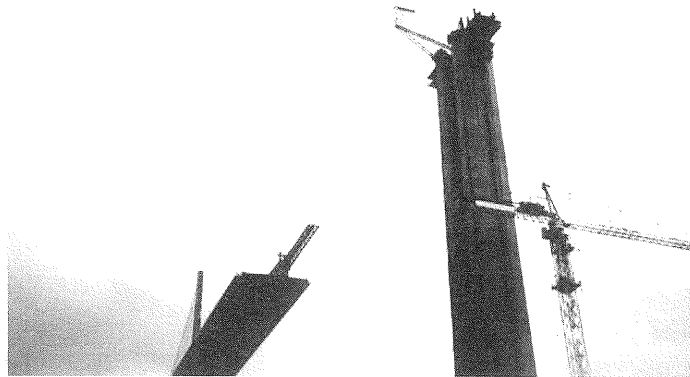
し架設が開始され、2003年末時点では、6回のうち3回の押出し架設が行われた。2004年4月末には、南側は12回の押出し架設のうち2回を残すのみ（写真－3.13、3.14、3.15）、北側からの架設は既に終了していた。そして主桁の最終閉合は、2004年6月にTarn riverの270mの上空で行われた（写真－3.16、3.17）。



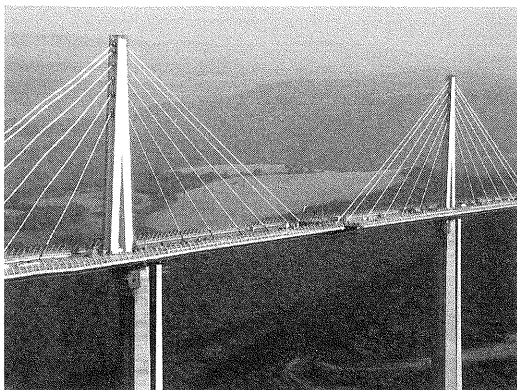
写真－3.13 主桁の押出し（2004年4月29日）



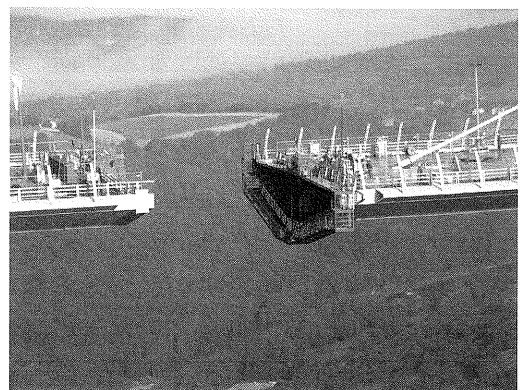
写真－3.14 主桁の押出しの端部（2004年4月29日）



写真－3.15 主桁と橋脚（2004年4月29日）



写真－3.16 最終押出し架設終了



写真－3.17 主桁の閉合直前

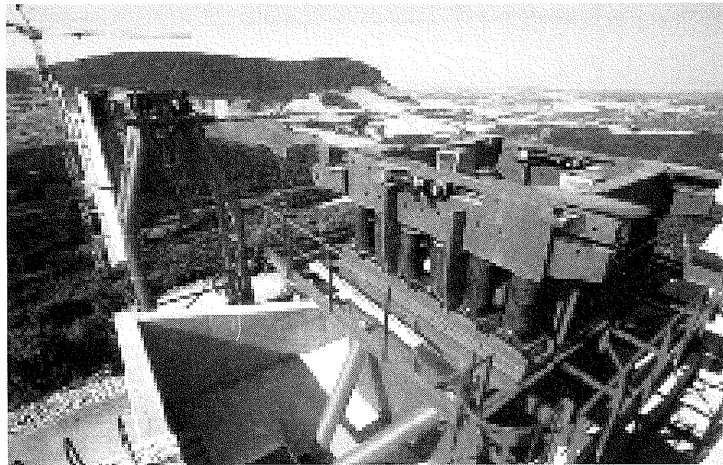


写真-3.18 主桁の押し出し装置

各橋脚と仮支柱の天端には、4基のバランス装置と4基の移動装置から成る押し出しシステムがウェブの下に設置された。同一ウェブ直下には、2基の架台とジャッキが設置され、全てのジャッキは油圧で制御された。またその装置は、主桁の橋軸方向の回転角も吸収することができる装置となっていた（写真-3.18）。

各架台には、250 t の能力を持つ主桁上昇用の水平ジャッキと主桁の押し出しおよびジャッキの盛替え用に使用する600mmのストロークの60t水平ジャッキ2基が備えられた。本装置は1サイクルのストローク600mmを平均4分で、主桁を移動することができた（主桁10mを約1時間で架設することができた）。さらに、全ての押し出し装置が同じ動きをするように、油圧ユニットを用いて中央制御を行った。

押し出し架設は、先端から主桁が落下しないように、1基の主塔と斜材を設置して行った。押し出し架設中に必要な斜材は、設計荷重時に必要な22本（11組）のうちの12本（6組）である。そして、その張力は、主塔の位置が移動することにより連続的に変化した（写真-3.19）。また、斜材の振動を抑制するために軽く緊張力を導入するとともに、斜材同士をケーブルで垂直に結んだ。

押し出し作業においては、非常停止（強風などの非常事態）の際に主桁を安定させるためと、次の橋脚（仮支柱）上に主桁を容易に乗り上げるために、手延べ桁が主桁の先端に設置された。

P2からP6橋脚へとPi2からPi6の仮支柱への高さは、完成時の計画と同じ高さであった。しかしながら、アバットC0とC8の後方の架設中の支点の高さは、N1とS1のための構造物の最終高さより5.40m、その他は4.8m高くなっていた。ま

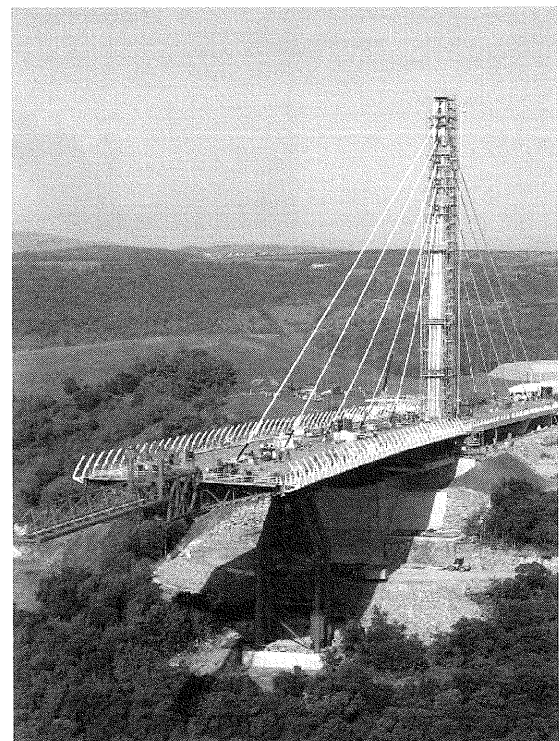


写真-3.19 主桁の押し出し先端部（手延べ桁）

た、2つの曲率を持つ縦断曲線を据え付けるために、C0とC8は4.40m、Pi 1 とPi 7 は3.5m、P1とP7は0.30 mそれぞれ上げ越して、押出し架設が行われた。

押出し作業中の風速については、23.6m/secまでに制限した。なお、主桁が静止している状態では、風速が51.3m/secの90%の風速に耐え得るものであった(写真-3.20)。

鋼製の主塔は、EIFFELの子会社であるMunch Frouard会社で製作された。主塔の各部品は、主桁と同様な原則で製作し、長さは12m以内、最大質量は75 t のユニットで現場に搬入された。

主桁の押出し作業にも必要であった主塔Py2およびPy3の施工は、あらかじめ地面で組み立てられた後、850t吊りのトラッククレーンを使用して、主桁上に設置した(写真-3.21)。なお、Py2とPy3主塔の上部材である17mは、景観のために設置した“caps”であり、主桁の押出し架設が終了し、閉合した後に設置された。

Py2とPy3以外の主塔の施工は、主桁が閉合した後に、Py2やPy3の施工方法とは異なった方法で施工された。すなわち、それぞれ質量が650 t のPy1と Py4からPy7までの残り5基の主塔は、主桁の閉合後にアバット背面の地面上で組み立てられ、運搬車により最終(完成時)の位置まで運ばれ、2基のlattice towerによって持ち上げ直立させて設置した。

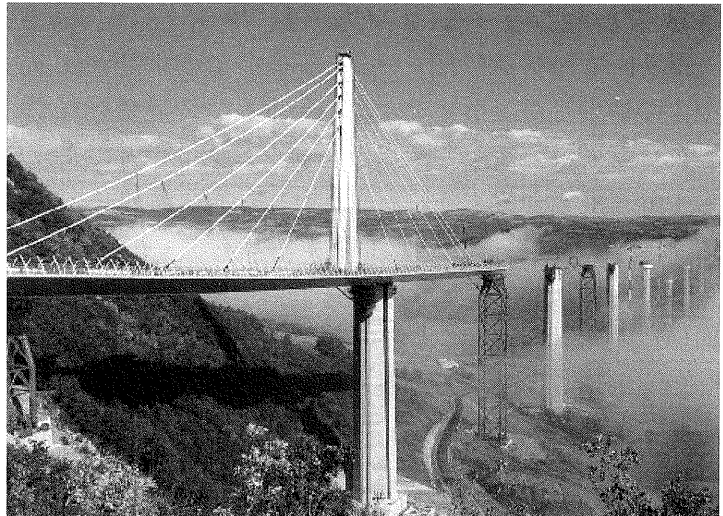


写真-3.20 主桁の押出し (L4南側)

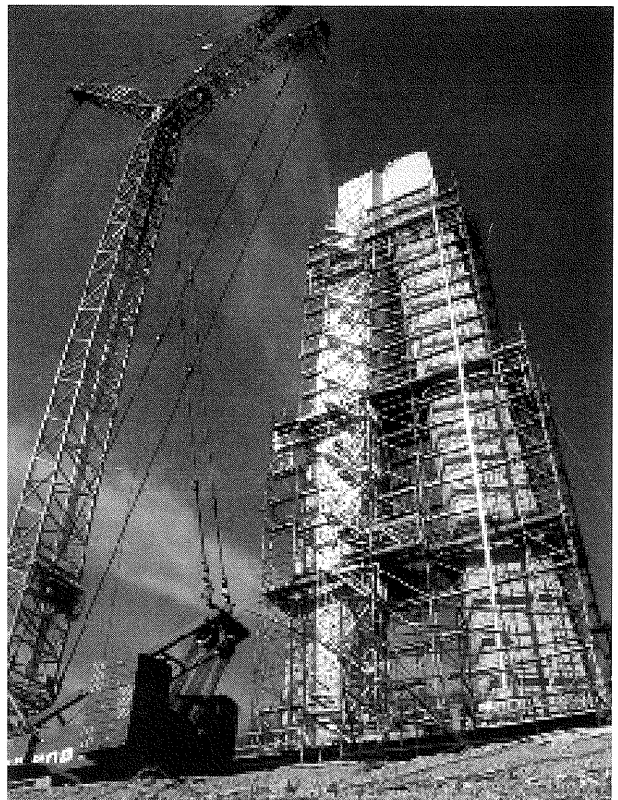


写真-3.21 主塔の設置

3.8 プレゼンテーションルーム

現場内にはプレゼンテーションルームが併設され、この施設内部では、施工方法などを解りやすく編集した工事ビデオがエンドレスで放映されていた。さらに、橋梁モデル、パネル、カタログを展示するなど、このプロジェクトがどのように進められているかが、専門家でなくても十分理解できるように配慮されていた。写真-3.22に主塔のモデルを、写真-3.23に斜材用PE保護管を示す。

また、プレゼンテーションルームの隣には、Millau高架橋の主桁断面の一部が展示され、断面構造の一端を見ることができた。写真-3.24に主桁断面のモデルを示す。

2003年12月までに、22万人の見学者があったとのことだった。また現場には、立派な昼食用のレストランが設営されていた。そこでは、コース料理も用意されていた。



写真-3.22 主塔のモデル

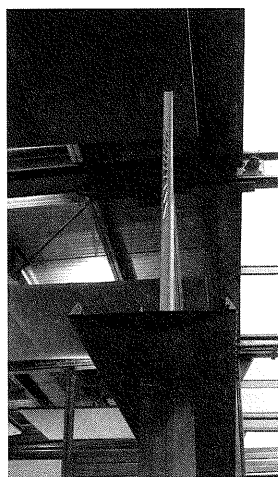


写真-3.23 斜材用PE保護管

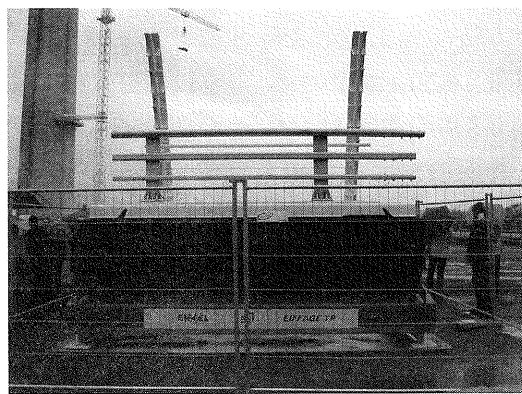


写真-3.24 主桁断面のモデル

本文は、本協会企画の「fibシンポジウム出席並びに南フランスにおける複合・PC斜張橋及びTGV高架橋調査の報告書」の中のTGV地中海線のPC橋梁およびMillau高架橋の内容に基づくものである。それぞれご担当頂いた辻健次、松原喜之両氏および渡辺孝司、黒沢亮太郎両氏並びに調査に参加頂いた各位に厚くお礼申し上げます。また、本文中の写真と図は、参考文献とMillau高架橋のホームページから引用させて頂いたものが多い。付記して厚くお礼申し上げます。

参考資料

- 1) Philippe Ramondenc and Christian Bousquet : The main bridges of the high speed line HSL Mediterranee, fib Symposium 2004 Proceeding, pp.65 - 82, 2004.4 (Symposium Avignon)
- 2) TGV Mediterranee Le Journal, No8 October 1997
- 3) 保坂鐵矢・佐々木利光：フランス新幹線TGVにおける新しい鋼・複合橋梁，橋梁と基礎 2003-7, pp.31～40
- 4) Claude Servant他：The design of the Millau viaduct, fib Symposium 2004 Proceeding, pp.83 - 107, 2004.4 (Symposium Avignon)
- 5) C.Calamoneri他：Millau Viaduct : Detailed design of concrete piers, fib Symposium 2004 Proceeding, pp.218 - 219, 2004.4 (Symposium Avignon)
- 6) Imed Ben Fredj他：Millau Viaduct (France) - Monitoring design and implementation, fib Symposium 2004 Proceeding, pp.290 - 291, 2004.4 (Symposium Avignon)
- 7) 国建協情報：建設が進むMillau高架橋（フランス），No.732 H15年11月号，2003.11
- 8) プレストレストコンクリート：多径間連続斜張橋（その2），Vol.45 No.5 2002

最近の海外橋梁事例 —Sunniberg橋、Meaux橋—

埼玉大学工学部教授

睦 好 宏 史

1. はじめに

ヨーロッパにおいて、いくつかの注目すべきPC橋梁の設計・施工の事例が報告されている。本文では、スイスにおけるSunniberg橋とフランスのMeaux橋を紹介する。

2. Sunniberg橋

Sunniberg橋は、チューリッヒから南東に約200 km行ったところにあるLandquart（ラントクアート）の街から国道28号線を進み、Klosters（クロスタース）の街に入るすぐ手前に位置している（図-1）。本橋は、Klostersの街を迂回するバイパス道路が、50～60mの深さの谷を跨ぐ場所に架けられている。1998年に完成したこの橋は、現在、バイパスのトンネル工事のための道路として用いられており、バイパスとしては2005年に供用される予定である。本橋は橋の構造デザイナーとして世界的にその名が知られているChristian Menn教授（現在スイス連邦工科大学名誉教授）により設計され、2001年度のIABSE Outstanding Structure Awardを受賞した。

本橋は図-2に示すように、橋長が526.0m（59+128+140+134+65m）、最大支間が140m、幅員が12.375mの5径間連続PC斜張橋である。図-3に本橋の概観を、図-4に塔を、図-5に橋脚を示す。本橋のデザインコンセプトは、高橋脚と背の低い塔を一体の造形とすること。また、2本の柱を外側に反らせることにより、曲線橋の制約に対処し、かつ優美な形を印象づけること。さらに、多径間連続橋の床版厚をできるだけ薄くすることである（Menn教授談）¹⁾。

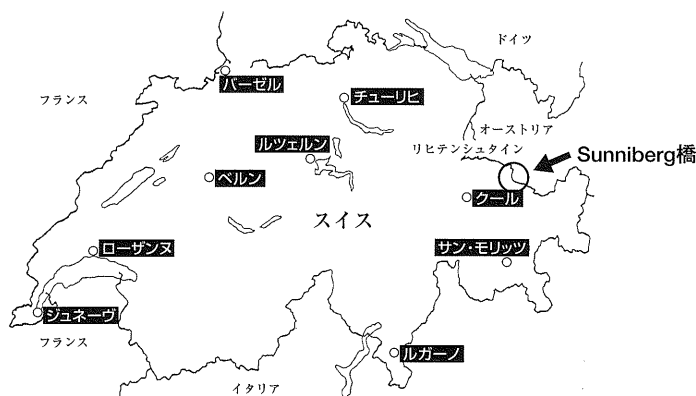


図-1 Sunniberg橋の位置

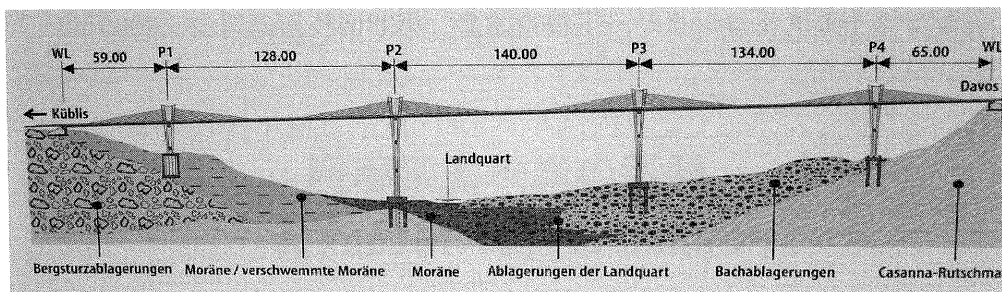


図-2 スパン

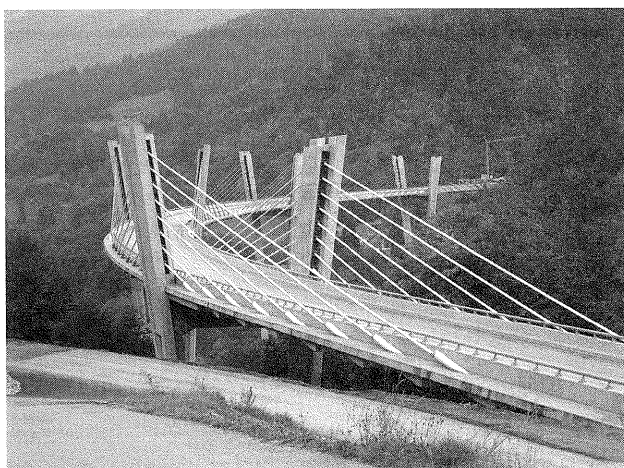


図-3 Sunniberg橋の概観

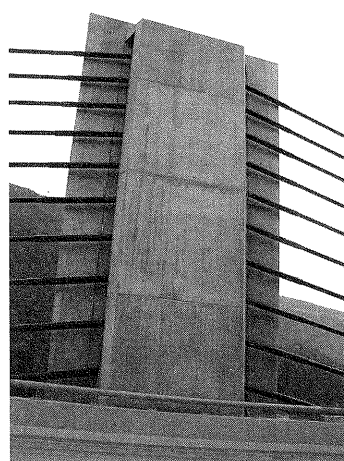


図-4 タワー近景

大きくカーブする橋体は両側の橋台に剛結されており、走行性に配慮して目地が一切ない構造となっている。温度変化による伸縮は、アーチのようにになっている橋桁および橋脚の水平方向への弾性変形で吸収される。ケーブルの傾斜角度が小さいため、構造全体の剛性低下に注意が払われている。また、多径間連続橋であるので、塔に作用する活荷重による曲げモーメントが過大にならないように、桁は塔と橋脚に固定されている。図-6は断面形状を示したもので、床版厚は支点部の0.4mから中間部の0.34mへと変化し、斜材はエッジ桁に定着されている。支間中央部の床版にはケーブルによる圧縮力が働かないため、軸方向にプレストレスが導入されている。ケーブルは、直径7mmの亜鉛メッキされたワイヤーが125本から160本束ねられており、径140mmのポリエチレン管の中に収納されている。主塔側の斜材の定着は主塔に埋め込まれた鋼製のセルに定着されており、鋼製セルと主塔との結合は、スタットジベルを用いている。

架設方法は、まず主塔を立ち上げて、主塔から左右対称に特別な移動台車を用いて6m単位で張出し施工された。主桁のコンクリート打設量は1回につき75m³（片側37.5m³×2）で、斜材は各ブロックで定着されている。閉合前の構造系は非常に変形しやすく、特に若材齢のコンクリートによる変形量が大きくなり、変位量の制御に大きな努力が払われた。桁の施工は、まず初めにエッジ桁部が施工され、斜材を緊張した後、移動作業車は前方に移動される。架設時において、主桁の重量に対して斜材張力が大きすぎるため、調整用のカウンターとしてコンクリートブロックを移動作業車に載せてバランスさせて施工された。



図-5 橋脚

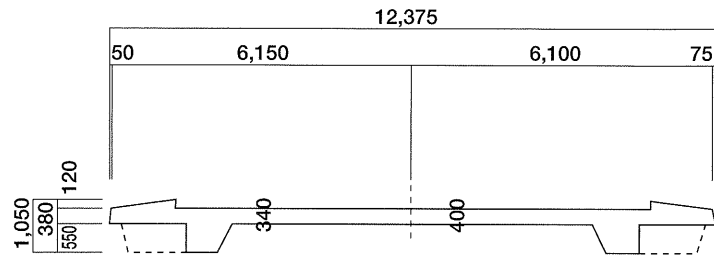


図-6 断面形状

3. Meaux高架橋

パリの東方約30kmのMeaux（モー）市において、モー南西バイパスの建設工事が行われている。これはパリ第3環状道路を形成する高速道路（図-7）の一部で、上下各2車線（高架橋区間は上下3車線で計画）を有し、延長が6kmである。本高速道路の高架橋に、ウェブに鋼部材（鋼板と鋼管）を用い、張出し床版に鋼製ストラットを有する複合構造PC橋梁（Meaux高架橋）が建設されている。本高架橋の建設は2001年から始まり、2004年の供用開始を目指している。この区間が完成すると、環状道路としての整備区間が伸びるとともに、現在、ピーク時には市内が麻痺するほどの深刻な渋滞問題に悩まされているMeaux市の交通事情の解消が期待されている。ここではMeaux高架橋について簡単に紹介する。

Meaux高架橋（図-8）は橋長1,200m、桁長1,196m、22径間連続鋼コンクリート複合PC構造橋梁である。平均支間長は53m（49m～55m）であるが、マルヌ川を渡るところのスパンは93mである。道路平面線形はR=1,000mの単円区間に位置し、上部工は全長にわたり押出し工法により架設されている。断面形状は、図-9に示すように、

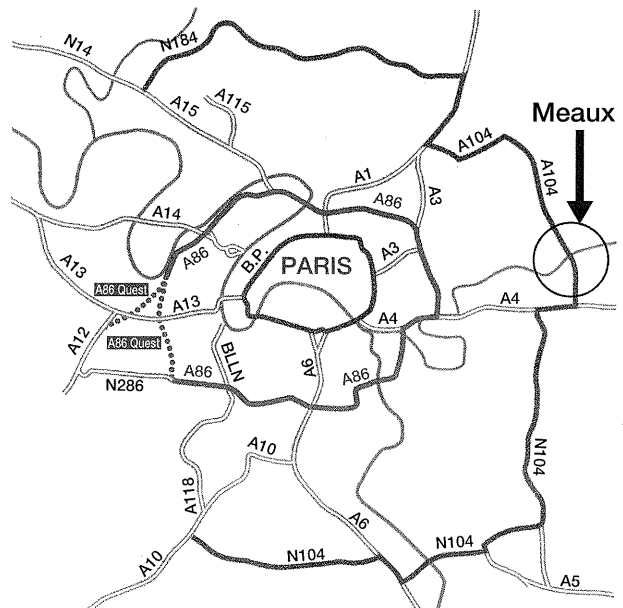


図-7 Meaux高架橋の位置

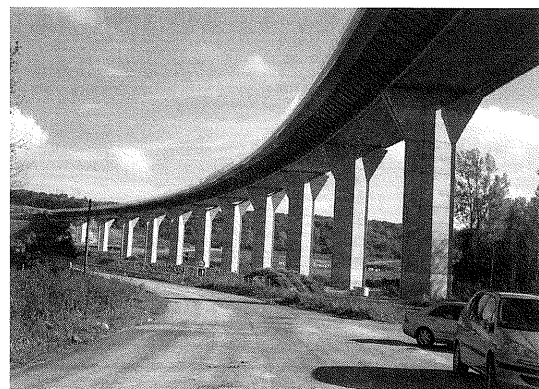
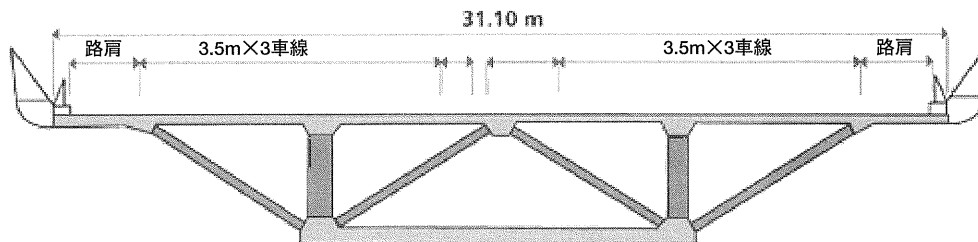
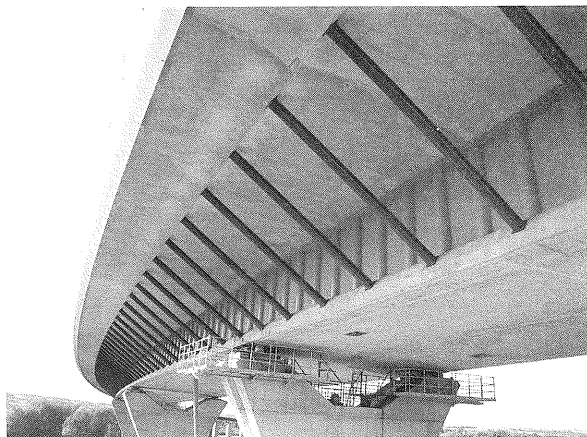


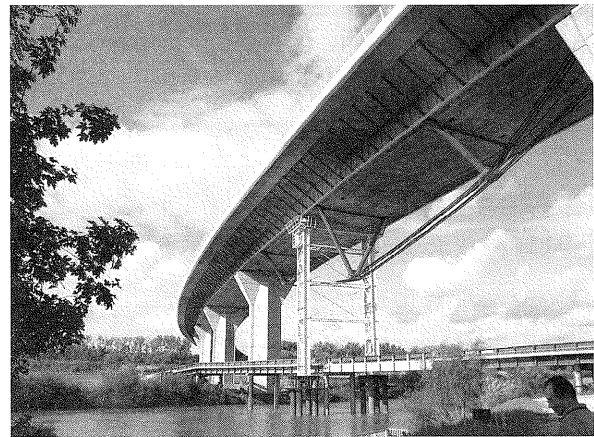
図-8 Meaux高架橋概観



図－9 主桁断面図



図－10 ウェブとストラット部



図－11 大偏心外ケーブルの利用

幅員が31.10mで、上下3車線（3.50m×3車線）と緊急車両通行帯を有している。桁高は全長を通じて一定の4.5mである。主桁断面は1室箱桁形式で、上下床版はPC部材、ウェブは鋼部材である。ウェブは"ames plano-tubulaires"（プレート・鋼管ウェブ）と名付けられており、平らな鋼板と鉛直に配置された鋼管が交互に配置された一連のウェブを構成している（鋼管の間隔は1.55m）。本構造は欧州において特許として登録されている。さらに、張出し床版部に鋼製ストラット（図－10）、主桁の箱桁内にコンクリート製ストラットが配置されており、大変ユニークな複合構造形式となっている。

下部工は、21基の橋脚（橋脚高15～35m）から成り、橋脚はRC中空断面で、橋脚の頭部がV字にデザインされている。基礎は場所打ち杭（φ1800）が用いられている。なお、マルヌ川渡河支間部には大偏心外ケーブルが併用されている（図－11）。

参考文献

- 1) 伊藤学：クリスチャン・メン教授を訪ねて、橋梁と基礎、Vol.36, No.4, pp.29-32, 2002
- 2) 佐藤正治：フランスの最新複合構造橋、モー高架橋の紹介、プレストレストコンクリート、Vol.46, No.1, Jan., pp.45-48, 2004

最近の海外橋梁事例 —Rion-Antirion橋—

東京工業大学大学院教授・本協会理事

二 羽 淳一郎

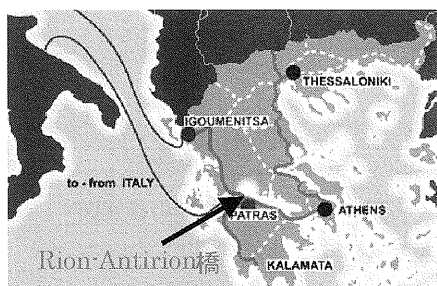
1. はじめに

最近、欧州を中心に多くの注目すべきコンクリート橋の設計、施工の事例が報告されている。本文では、ギリシャにおけるRion－Antirion橋の事例を紹介する。

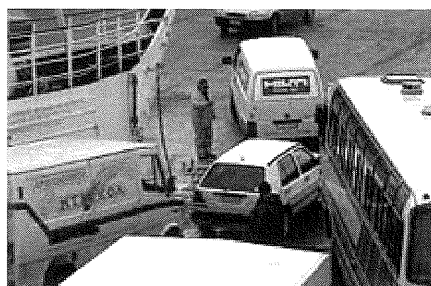
2. Rion－Antirion橋

2.1 建設位置

Rion－Antirion橋は、ギリシアの首都アテネの西約200kmに位置するギリシア第3の都市パトラス（Patras）の近傍に建設されている。パトラスはアテネから地中海に西に大きく突き出たペロポネソス半島の北側の都市で、コリントス湾を隔てて、ギリシア本土の北西部と向かい合っている。本土側がAntirionで半島側（パトラス側）がRionである（図－1）。ここには従来、連絡用のフェリーが就航しており、湾を横断するのに約45分を要していた。また常時かなり混雑した状態であって、通行上の大きな障害となっていた（図－2）。Rion－Antirion橋の開通後はこれが5分に短縮された。また天候に無関係に常時、通行を確保することができるようになった。この橋の開通によって、本土北西部のイタリア側に面した重要な港湾都市であるイグメニツツァからパトラス、アテネを経由して、ギリシャ第2の都市であるテッサロニキまでを結ぶ道路網が形成されることになり、国土の均衡ある発展が期待されている。



図－1 Rion－Antirion橋の建設位置¹⁾



図－2 フェリーの混雑の様子¹⁾

2.2 構造の概要

Rion－Antirion橋は、アプローチ部を除いて、全長2252m、中央径間560m、側径間286mの5径間複合斜張橋である（図－3）。本プロジェクトはコンセッション事業会社である

「GEFYRA」が1996年にギリシア政府と契約を結び、財務問題に関する最終的な合意の後、1997年からプロジェクトを開始したものである。

Rion－Antirion橋は、構造的にはコリントス湾の海底に位置する4基の大きな橋脚と主塔に

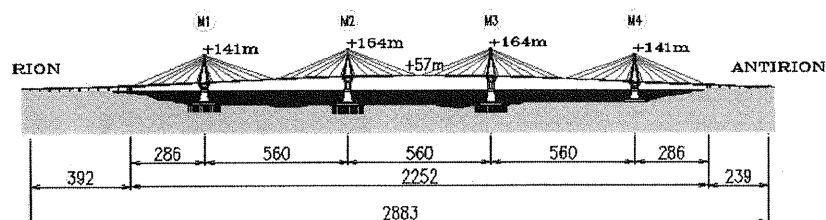


図-3 Rion-Antirion橋の構造諸元¹⁾

支えられている。この部分の水深は50mから65mと非常に深くなっている。海底面には軟弱な沖積層が堆積しており、このため鋼管杭を打ち込んで基礎地盤を改良している。

この基礎工事に用いられた技術は、石油掘削用の海洋プラットフォームに対して用いられる技術と類似のものである（図-4）。

4基の橋脚はコンクリート製の中空円筒状であり、その下に中空円盤状の基礎フーチングが設けられている。このフーチングの直径は約90mと非常に巨大である。主塔は4本の4m×4mの正方形断面のRC柱から構成されており、海面から主塔先端までの高さは約160mに達する（図-5）。

斜張橋の主桁は鋼殻とコンクリートセグメントの複合構造となっている。コンクリートセグメントは現場に隣接するヤードで製作され、主塔部から両側へ片持ち張出し架設された。斜張ケーブルには耐食ライニングされた亜鉛めっきストランドを使用している。

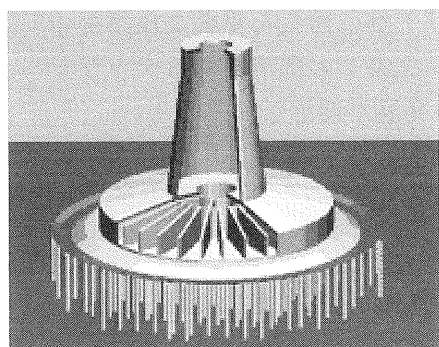


図-4 基礎部の構造概念図¹⁾

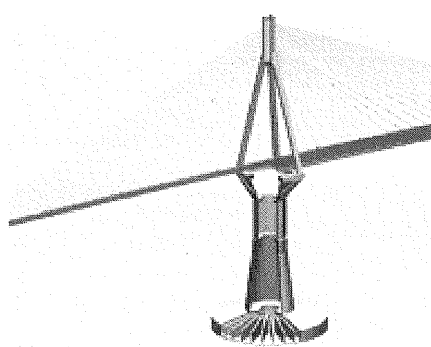


図-5 上下部構造の模式図¹⁾

2.3 本プロジェクトの技術的な特徴

Rion－Antirion橋の建設にあたっては、以下のような環境的に困難な問題があった。すなわち、65mにも達するような大水深下での基礎の建設、海底面に堆積している軟弱な沖積粘土層、および非常に強い地震の影響である。このような中で全長2200mを超える複合斜張橋と、世界でも最大規模の基礎が施工されており、このことは技術的に大きな革新であると言える。また

コリントス湾は大型船の航路でもあり、18万トン級のタンカーが時速18ノット（時速約33km）で衝突した場合でも十分に耐えられる構造となっている。

地震時に最大どれだけ橋脚や主塔が傾斜するかが、設計上の最大の関心事であったが、これについては以下のように対処している。すなわち、海底地盤の表層部に長さ25mから30mで直径2mの鋼管杭を約7m間隔で打ち込み、地盤を改良した。橋脚一基あたりに使用した鋼管杭は約200本である。この上に厚さ3mで碎石を敷きならした。この碎石層の上に直径90mの基礎フーチングを設置した。橋脚の直径は水深により異なり、フーチングとの境界部で26mから38mであった。なお、鋼管杭とフーチングは結合されていないので、地震時には鋼管杭で補強された海底地盤の上を、基礎フーチングが滑るように設計されている。この方法により傾斜の問題が解決できることを徹底的な解析的検討から明らかとしている。

2.4 財務問題

本プロジェクトに関わる建設費用は、全体で約7億5千万ユーロである（約1000億円）。この建設費用は、ギリシャ政府からの補助金（約40%）、コンセッション会社であるGEFYRAの自己資金（約10%）、ならびに欧州投資銀行からの借入金（約50%）で負担された。建設後、Rion - Antirion橋はGEFYRAによって、35年間運営され、また維持管理されることになる。そして、その間の通行料収入は、GEFYRAの収入となる他、欧州投資銀行からの借入金の返済に充てられることになっている。

3. おわりに

Rion - Antirion橋は2004年の12月に竣工の予定であったが、2004年8月のアテネ・オリンピックの開会に間に合うように作業が早められ、2004年の8月12日に開通式が行われた（図－6）。また8月にはオリンピック出場のギリシアのナショナルサッカーチームによる聖火リレーも行われた（図－7）。



図－6 開通式（2004年8月12日）¹⁾



図－7 サッカーチームによる聖火リレー¹⁾

筆者は2003年5月に当地を訪れ、建設途中の主塔工事などを見学したが、その当時は主塔2本が完成しているのみで、2004年12月の竣工予定に対しても若干不安な印象があった（図－8、9）。

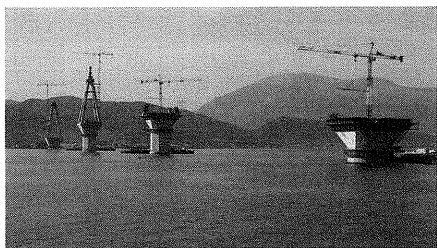


図-8 2003年5月の状況(主塔工事)

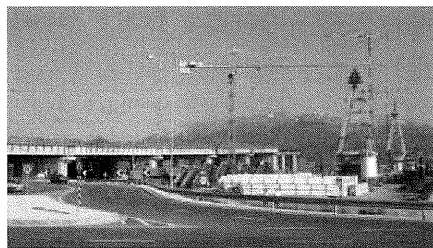


図-9 アプローチ部(Antirion側)

しかし、建設はその後順調に進んだようで、2003年7月にはM3主塔からの斜張ケーブルの張出しが始まり(図-10)、2003年11月にはRion側の主桁の連結がほぼ終了した(図-11)。また2004年4月には斜張ケーブルの架設と緊張がほぼ終了し(図-12)、2004年6月には主桁の架設が終了した(図-13)。

8月12日の開通式も終わり、現在はGEFYRAにより、Rion-Antirion橋が管理されている(ちなみに一般乗用車の通行料は9.70ユーロ(=約1320円)である)が、今後の長期にわたる運用が注目されるところである。

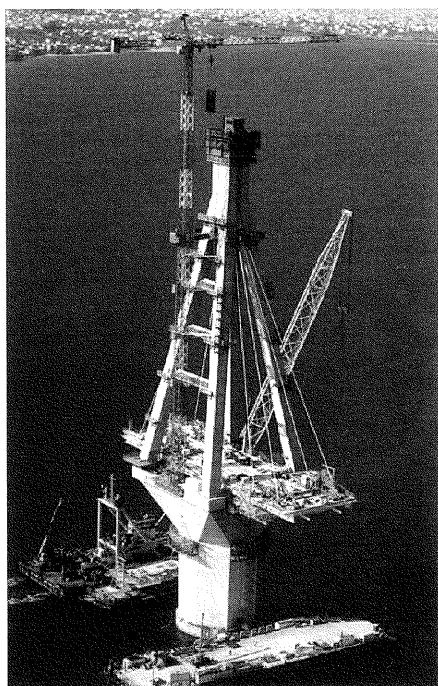


図-10 斜張ケーブルの張出し(2003年7月)¹⁾

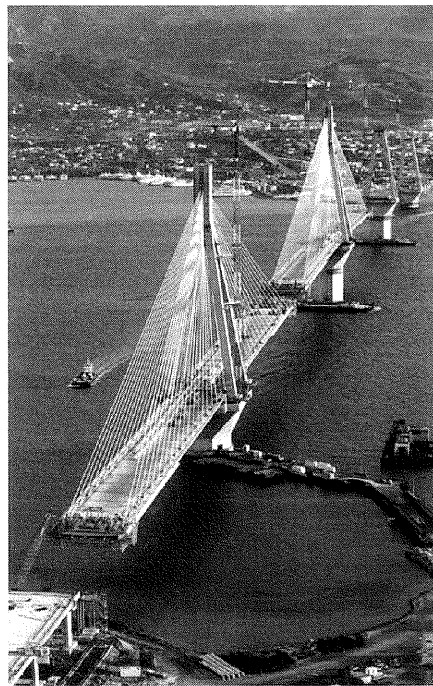


図-11 Rion側主桁の連結(2003年11月)¹⁾

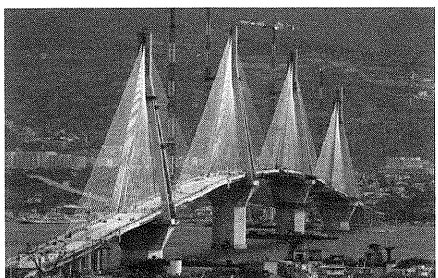


図-12 斜張ケーブルの緊張終了(2004年4月)¹⁾

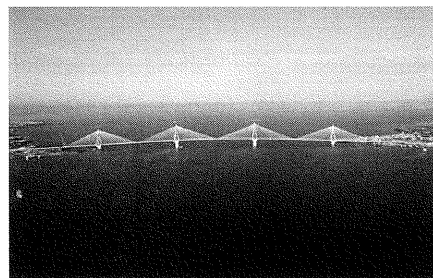


図-13 主桁の架設終了(2004年6月)¹⁾

参考資料

- 1) GEFYRAホームページ, <http://www.gefyra.gr/English/framesetbig.htm>

最近のプレキャストプレストレストコンクリート建築 —材料・構造設計・構法・工法・最近のPCaPC建築物—

京都大学大学院教授・本協会会長	渡 邊 史 夫	(株)建研	坂 田 博 史
大阪大学大学院教授・本協会理事	大 野 義 照	(株)構造空間設計室<KKS>	長谷川 一 美
大成建設(株)	松 原 正 安	京都大学大学院助教授	西 山 峰 広
オリエンタル建設(株)	小山内 裕		

1. まえがき

地球温暖化や森林の減少、エネルギー資源の枯渇など地球環境の劣化現象に対応すべく循環型経済システムを構築する必要があると環境白書で提言され、平成12年に循環型社会形成推進基本法が制定された。これを支援する環境関連の建設リサイクル法、資源有効利用促進法、グリーン購入法などの個別法も次々と制定・施行されている。このような時代背景をうけ、建設の分野においても広く環境保全への取り組みがなされるようになった。建築生産においては廃棄物ゼロを目指すゼロエミッションや省エネルギー・省資源への取り組みがなされている。

建築生産における環境保全は、建物のライフサイクルで考えなければならない。建物の長寿命化は究極の環境保全であり、企画・計画・設計段階では、建物の長寿命化を図り、解体に伴う環境負荷を削減する。長寿命化のためには、物理的な耐久性と共に社会的な変化、あるいは機能の改善にも対応できるような高品質の建物が望まれる。建築としての質の高さ、用途変更の容易さ、設備更新の容易さが求められる。構造躯体と内装・設備を分離したSI住宅（Sはスケルトン（skeleton）、Iはインフィル（infill）の略）の考えもここから生まれる。新築施工現場では現場加工の低減、型枠など廃棄される仮設材の使用を少なくして廃棄物発生量の削減する。社会的あるいは経済的な寿命で解体に至った場合は再資源化が求められ、個々の部材がそのまま再利用できることが望ましい。

以上のような環境保全に関する要求に対応できるコンクリート構造として、プレキャストプレストレストコンクリート（PCaPC）構造がある。その特徴は次のとおりである。

- ①工場生産により精度のよい高耐久のコンクリート部材を製作し、プレストレストコンクリート構造とすることによって将来の用途変更にも対応できる広い自由な空間をうみだし、物理的にも社会・経済的にも機能的にも長寿命の建築を可能にする。
- ②建築生産の現場においてはプレキャスト化工法によって、現場作業を少なくし廃棄物の発生量を削減する。また、木材型枠の使用をなくすることができる。
- ③PCa部材の接合部周辺を切り取ることによって解体した部材の再使用ができる。さらにアンボンド圧着工法によれば、一体化された部材同士をPC鋼材の緊張力を解放することによって、PCa部材を無傷で解体することも可能となる。

PCaPC構造には上記の特徴の他に、工期短縮、現場作業の省力化、復元性・ひび割れの閉合などの優れた力学的特性の利点があり、大規模倉庫、駐車場、競技場スタンドなどに用いられている。

そもそもわが国の建築分野におけるプレストレストコンクリート構造はプレキャスト部材を用いた組立工法から始まっている。昭和28年に建設された東京駅6、7番ホーム上屋、昭和31年竣工の兵庫県南淡町庁舎などいずれもPCaPC構造である。昭和36年に初めて制定された日本建築学会のプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説(PC規準)においてもPCa部材を用いた組立構造に現場打ちコンクリート構造よりも重きがおかれていた。

社会情勢はPC規準制定時とは大きく異なり、地球環境保全が建築において広く求められる今、またPCaPCが注目される。ここでは、最近のPCaPC構造に関して、材料、構造設計、および工・構法について述べ、2つの事例を紹介する。2章以降の概要は次のとおりである。

「2章. 材料」では、最近の材料、期待されるこれからの材料(コンクリート、PC鋼材、定着具)、ならびにグラウトや目地について紹介している。

「3章. 構造設計」では、プレストレス導入に伴う不静定力、圧着接合部の設計、接合部例などのPCaPC構造固有の問題を解説している。

「4章. 構法から工法」では、様々な分割・組立方法である構法の着眼点、およびその構法を実現化するための工法を紹介している。

「5章. 事例」では、2つの事例を紹介している。一つは小規模の2つの住宅で、小規模の建築であってもPCaPCの利点を生かせることを示す。もう一つは大学の校舎で、地域環境への配慮、施工の合理化、建物の品質・機能の向上などを目標にPCaPC構造が採用された大規模な建築の例である。

付録には、昨年刊行されたfibのState-of-the Art Report "Seismic Design of Precast Concrete Building Structure" を紹介している。

2. 材料

2.1 はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート建築（PCaPC建築）は1960年代から建設がはじまり、時代時代の要請にこたえているいろいろな面で改良されながら今日にいたっている。現在は、比較的大規模の教育施設や公共建物及び工期短縮や品質確保を目指した高層住宅などに数多く採用されている。ここでは、PCaPC建築に使用されている材料に関して、現状から将来までの予測を含めて報告する。

2.2 コンクリート

PCaPC建築に使用されているコンクリート強度は、製造工程を短縮するために早期にプレストレス導入可能な強度を必要とすること及び部材断面を小さくしたいために、通常、設計基準強度 F_c50 から 60N/mm^2 程度の高強度である。調合強度は、設計強度や導入強度及び脱型時の強度などを考慮して決定する。一般的に作業条件のよい工場で打設することになり、スランプは8 cm前後、水セメント比は40%程度 of 良好な品質のコンクリートを採用している。

高強度コンクリートは、セメント量が多く単位水量が少ないので、コンクリートの中性化の進行が遅く耐久性の高い材料である。このことが、PCaPC建築が1000年建築も可能だといわれる根拠となっている。

コンクリートの打設は、バイブレーターや型枠に取り付けた振動機などを適切に配置して、密実なコンクリート部材になるように締め固める。

打設されたコンクリート部材は、一日一サイクル工程で製造するために、強度発現を早める必要があり蒸気養生を行うのが一般的である（図-2.1）。

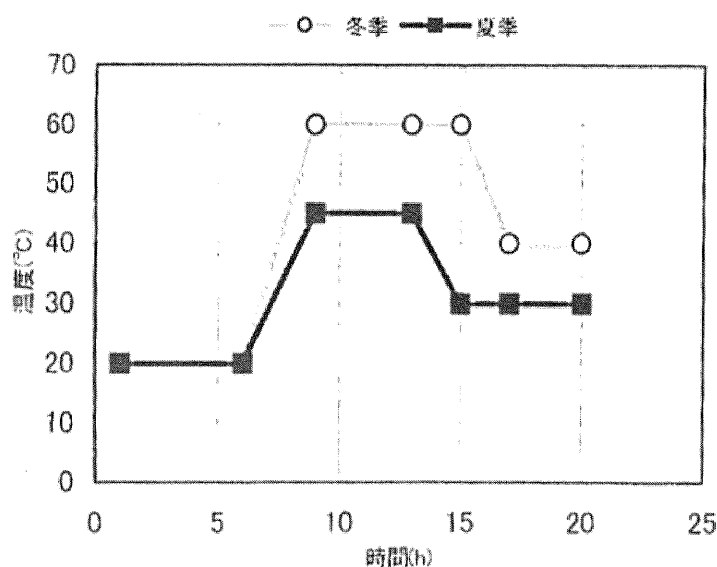


図-2.1 蒸気養生標準プログラム

最近は省エネルギー化への志向が強く、燃料節約のために蒸気加熱を行わず、富配合コンクリートの自己発熱量の多さを利用した断熱養生方法も採用されている。近年、さらに高い強度のコンクリートを使用する研究が進められ、 F_c80 から 100N/mm^2 程度の高強度コンクリートを採用したPCaPC建築が実現している。

設計基準強度が80から 180N/mm^2 の高強度コンクリートになると、圧縮強度、せん断強度、付着強度、ヤング係数、長期材齢における力学特性（クリープ変形など）が、一般的なコンクリートで採用している関係式で評価できない。さらに、調合計画や施工方法などを設計段階で検討することになるが、実情は実験を伴って検証している事が一般的である。陣内等はCement Science and Concrete Technology, No. 57, 2003 「 180N/mm^2 クラスまでの高強度コンクリートの各種強度と長期力学特性」の論文などで、高強度コンクリートの各種強度を、圧縮強度 60N/mm^2 のコンクリートの値をベースにして圧縮強度比で評価式を作ると、せん断強度は $1/3$ 乗、静弾性係数は $1/3$ 乗、曲げ強度及び付着強度は $2/3$ 乗に概ね比例することが実験にて検証されたとしている。したがって、高強度コンクリートになると、せん断強度や曲げ強度などは圧縮強度の比率より、少な目の値になることが数多くの実験値により確認された。また、クリープ係数及びクリープひずみは高強度になるほど小さくなる傾向があることも分かってきた。これらの構造特性はプレストレストコンクリートにとって有効な傾向であるので、PCaPC建築では前向きに対応していきたい分野である。

一方、土木の橋梁分野では鋼繊維で補強を行った圧縮強度が 200N/mm^2 の超高強度コンクリートが開発され、橋長約50mの歩道橋が二つ建設されている。

鋼繊維補強の超高強度コンクリートは、圧縮強度及び曲げ強度も大きく、部材を軽量化できるとともに鉄筋補強を必要としないので、施工面でも優れた結果を生み出している。さらに耐久性は極めて高く半永久的に使用可能である。この優れた性能を建築に生かせないかと検討され実現したのが、京都大学の桂キャンパスの時計塔である（図-2.2、2.3）。高さ30mの塔の下20mを6ブロックに分けて鋼繊維補強の超高強度コンクリートで製作し、現場でプレストレスを導入し一体化している。有能な材料であり今後の多彩な技術分野での活躍が期待されている。

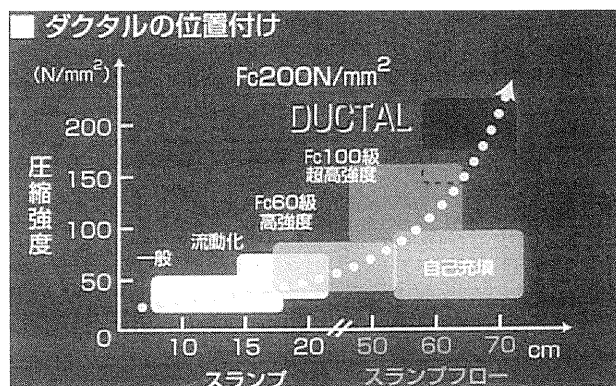


図-2.2 鋼繊維補強セメント系複合材料

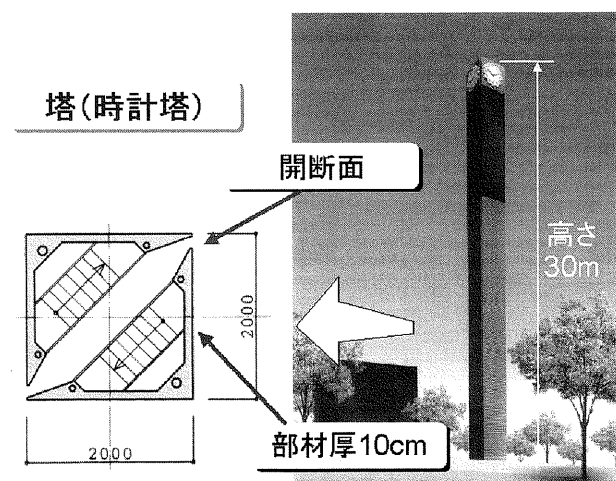


図-2.3 建築への適用

2.3 PC鋼材

一般的なPCaPC建築に採用されているPC工法は、柱・柱接合ではPC鋼棒工法、柱・梁接合又は梁・梁接合ではPC鋼より線をケーブルに多数本束ねて配線し個々のPC鋼より線をくさび定着する工法（VSL工法、KTB工法など）である。ただし、柱・梁端部接合で短い場合は、柱同様のPC鋼棒工法で圧着することもある。また、現在建築で使用されているPC鋼より線は、7本より $\phi 12.7\text{mm}$ や $\phi 15.2\text{mm}$ のB種が主流で引張強さは 1860N/mm^2 ある。これに対し、前述したようにコンクリート強度が大幅に強くなってきている傾向に対応して、PC鋼より線の高強度化の研究が進められている。技術的には引張強さ 2300N/mm^2 程度で通常のものより2割以上強いPC鋼より線の製造は可能になっているが、建築の分野での実績はいまのところ見当たらない。

一方、建築基準法告示の改正に伴い、アンボンド鋼線やアフターボンド鋼線などプレグラウトタイプのPC鋼材の使用範囲が緩和されるので、いろいろな使い方が考案され、PCaPC建築にどのような形で採用されていくか大いに期待されている。プレグラウトタイプのPC鋼材の特長は、エポキシ樹脂を塗布したPC鋼材をポリエチレン系のシースで被覆したもので、グラウト作業がなくなり、耐久性が優れているので、今後ますます使用実績が増えていくものと思われる。プレグラウトの材料は有機材料であるエポキシが主流であるが、最近はセメント系のプレグラウトが開発されている。

土木の分野ではさらに耐久性を向上させるために、PC鋼材をエポキシ樹脂で被覆したものが開発され、過酷な環境下で使用されている。建築においても耐久性確保の目的で使用されるときが近いうちに来るものと思われる。

一方、PCaPC建築に使用される定着装置で、最近開発されたものに、コンクリートの高強度に対応して、これまでよりコンパクトにした鋳鋼製のものがある。コンクリートの設計圧縮強度が 48N/mm^2 以上の場合に、これまでの定着具の支圧板面積を約50%程度縮小が可能であり、今後、使用実績が増加していくものと思われる（図-2.4）。

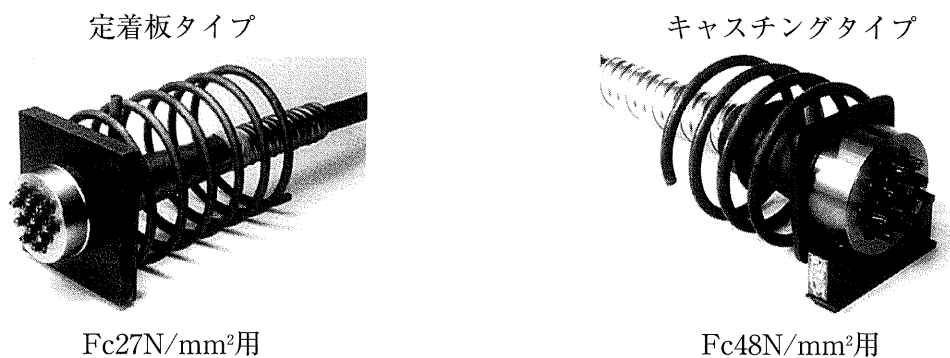


図-2.4 定着具の比較

2.4 グラウト

(1) 目的

グラウトはプレストレストコンクリート（PC）構造に特有の施工項目で、次の2点を目的としている。

- ①PC鋼材を腐食から保護する。
- ②PC鋼材と部材コンクリートの間の一体性を確保する。

コンクリート断面内に配置されたPC鋼材はグラウトによりコンクリートと一体となって働くことが期待されている。また、グラウトはPC鋼材を腐食から保護する役割もあり、その品質や施工の良否によりPC建築物の耐久性に大きな影響を与える重要なものである。

(2) 要求品質

①使用材料の品質

グラウト材料にはPC鋼材に対する腐食性の物質を有害量含まれていてはならない。特に塩化物が多く含まれていると錆が発生しやすくなる。セメントに含まれる塩化物量の規制がJISの改訂により0.02%以下から0.035%以下に緩和されているので、施工時には塩化物量を確認する。

②未硬化時の品質

グラウト注入時の性質は、材料の分離がなく均一でありブリーディングの発生がないものが望ましい。グラウトの粘性はシース内に空気が残留しないものがよく、注入が確実に行える適切な粘性を有する混和剤を選択する。

③硬化中の品質

硬化中の収縮がないか極めて小さいものがよい。膨張性が有利と判断される場合には膨張型グラウトを使用する。

④硬化後の品質

硬化後のグラウトは、所要の圧縮強度を有し、PC鋼材およびシースとの十分な付着強度をもち、PC鋼材の腐食を防止するため水密性に富んでいるものがよい。

(3) 注意点

使用する混和剤の性質に対応して、シース内にグラウト未充填部が残らないように注入口、排気口、排出口の設置方法等を十分に検討して、グラウト計画を行うことが重要である。なお、PC鋼材定着部付近にもグラウト未充填部が生じないように、注入口、排気口の設置方法について留意する必要がある。

図-2.5のように残留空気がたまる場所に排気口を取り付け、排気を確認する。

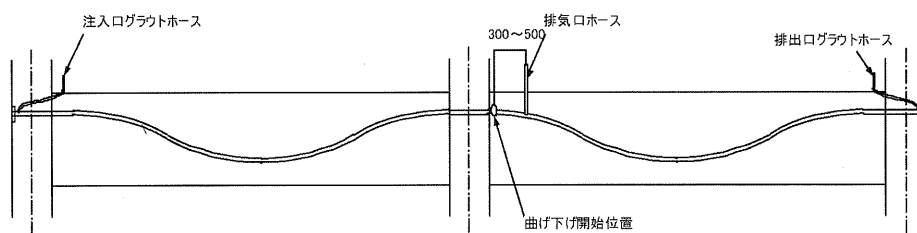


図-2.5 残留空気の排気口

参考文献：PCグラウト施工マニュアル（建築編）2003 （社）プレストレスト・コンクリート建設業協会

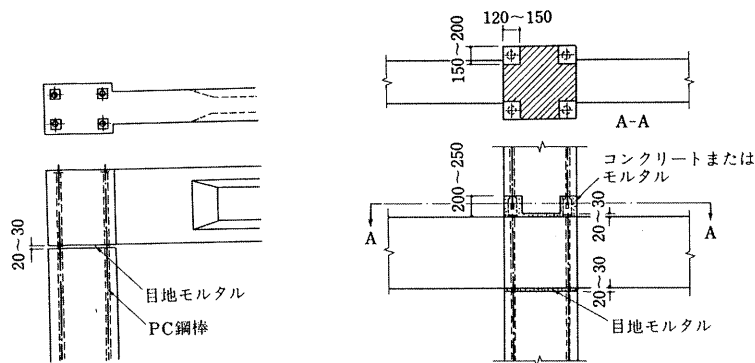
2.5 目地

(1) 目的

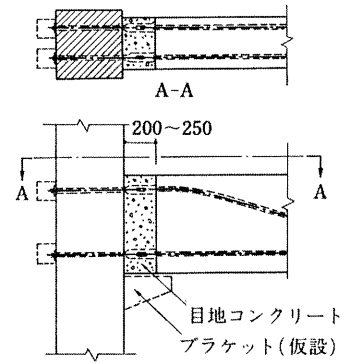
鉄骨やプレキャストコンクリート（PCa）部材のようにプレハブ系の構造では必ず部材と部材を接合する部分が設けられる。PCa部材を組立てるためには一定以上の隙間が必要であるが、完成時には隙間がなく一体の連続構造体で、部材に生じる力は相互に伝達されなければならない。目地はこれらの機能達成を目的として設計される。

(2) 特徴

目地は部材の種類や、部材同士の隙間の大きさにより、接続方法が異なる。隙間が無い場合をゼロ目地と称し、先に製造した部材の一部を型枠として使用する。接合面には接着剤を塗布する。通常は組立に必要な距離20～30mmのクリアランスがあり（図－2.6）、組立後に目地モルタルを充填する。この場合鉄筋を接合することはできない。鉄筋を接合するには400～600mmのクリアランスが必要で、目地コンクリートを充填するのが普通である。PC鋼材を接続する場合は200～250mmのクリアランスが必要となる（図－2.7）。



図－2.6 柱と柱の接合



図－2.7 柱と梁の接合

(3) 要求品質

目地材料の構造的な性質としては、軸力と曲げ応力により生じる縁応力、およびせん断力を伝達して設計上で仮定された外力が作用した時に想定外の挙動を生じないことが求められる。通常は部材の耐力で架構の耐力が決定されるので、母材より先に圧縮破壊やせん断破壊をしないように母材よりも高強度の材料が使用される。

(4) 注意点

目地部分はコンクリートやモルタルを打設する時にセメントペーストが漏れてシース内に流入する場合があるので、シースの接続および密閉は特に注意して施工しなければならない。また、狭隘な部分や水平接合部など、材料が隅々まで完全に充填するのが困難な場合や、施工後に充填状況の確認ができない場合には試験施工が必要なこともある。

3. 構造設計

3.1 はじめに

プレストレストコンクリート（PC）造の建築物又はPC造を鉄筋コンクリート造その他の構造と併用する建築物の構造計算の方法は、建築基準法施行令第81条第1項ただし書の規定に基づき昭58建告第1320号第14から第19に定められており、これに適合する構造計算は許容応力度等計算と同等以上の安全性を確かめることができるものとして取り扱われている。ここでいうPC造とは次の3種類〔①FPC（フルプレストレッシング）・②PPC（パーシャルプレストレッシング）・③PRC（プレストレスト鉄筋コンクリート）〕をいい、緊張材を構造計算上無視した設計で、補助的に軽微なプレストレスを導入（コンクリート断面の平均プレストレス応力度1 N/mm²以下）したものは鉄筋コンクリート造として取り扱い対象外としている。また、工法的にはポストテンション法のアンボンド工法についても小ばり・床スラブ・耐力壁以外の壁については適用の対象となっている。また、技術基準の内容や規定の運用方法等について解説したものが日本建築センターから発刊されており、日本建築学会からも以下に示す規準・指針が発刊されている。

『プレストレストコンクリート造設計施工指針』日本建築センター〔1983〕（以下、センター指針）

『プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説』日本建築学会〔1998〕（以下、PC規準）

『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』日本建築学会〔2003〕

『プレストレストコンクリート（PC）合成床板設計施工指針・同解説』日本建築学会〔1994〕

なお、2000年6月には新しい建築基準法施行令が施行され、建築基準の性能規定化を踏まえて告示の見直しが行われ、パブリックコメントの募集が2001年9月6日（木）～2001年10月9日（火）に実施されたがまだ改正はされていない。予定されている告示の主要な改正点は次のようである。

- a) 限界耐力計算法への対応
- b) 主要構造部材へのアンボンドPC鋼材の使用
- c) 後硬化型PC鋼材の使用
- d) 圧着接合の規定の明確化
- e) 使用上の支障が起こらないことに関する検討

3.2 構造設計概要

現場打ちの場合、鉄筋コンクリート造とプレストレストコンクリート造とで異なるところは、プレストレスを導入することによりその拘束状況に応じて不静定応力が生じることである。その不静定応力も導入時の架構形状により変化し、例えば図-3.1に示すようにプレストレスを各階毎に導入するのか全階同時に導入するのによっても異なる。なお、一般的には実際の施工を考慮して各階毎に導入するものとして計算される。不静定応力の計算は、プレストレスによる梁の平均軸力を節点に与え、プレストレスによる回転の拘束により生じる固定端モーメントを梁の両端に与えることにより算定される。また、応力をキャンセルするようにプレストレスを与えるため、設計時だけでなく導入時の検討もする必要がある。特に全荷重に占める仕上・積載荷重の割合が大きい時には、導入時に固定荷重（仕上荷重を除く）による応力や変形が設

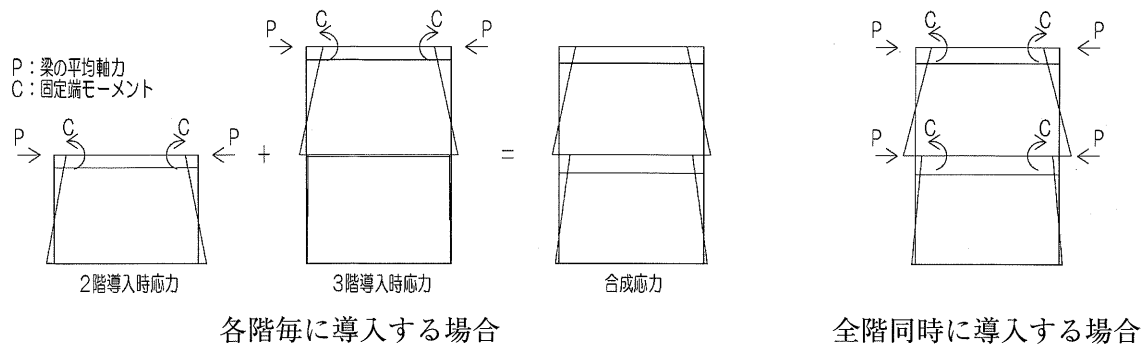


図-3.1 不静定応力の概念図

計時よりもかなり小さく、かつプレストレスは設計時よりも導入時の方が大きいため（設計時には緊張材のリラクセーション、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によりプレストレスが減退し、一般的にはポストテンション方式の場合有効率 $\eta = 0.85$ を適用）、プレストレスによる応力や変形の方が過大となることもあり注意が必要である。

プレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）工法とは、工場で柱・梁・床部材等を製作し、現場で柱・梁部材をPC鋼材の緊張力を利用して組立てる工法である。そのため現場打ちとは異なり、どのような施工手順により架構を組立てていくのかによって、例えば図-3.2に示すように長期応力も異なる。梁部材単体でどこまでの荷重を負担するのか？どの時点で架構を形成するのか？がポイントと考えられる。また、梁部材単体により単純支持の状態では荷重を負担するため中央部の応力が大きく、その応力をキャンセルするためにも図-3.3に示すようにプレストレスが利用されている。一般的には、比較的スパンや荷重が小さい時にはプレテンション方式が、大きい時にはポストテンション方式が利用されている。

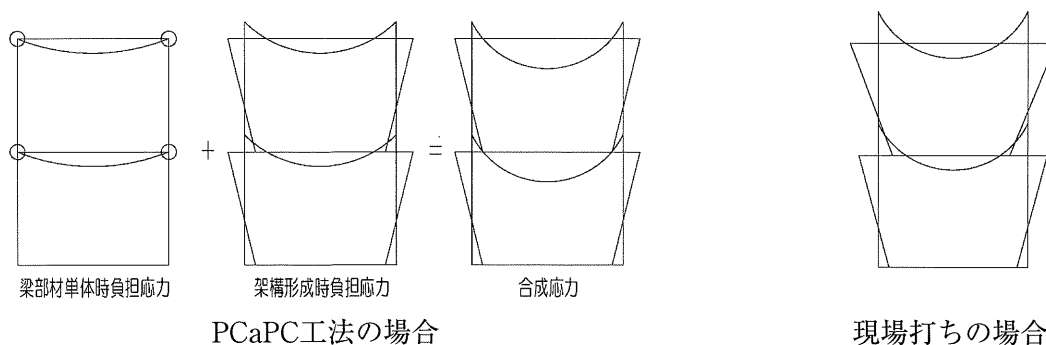


図-3.2 長期応力の概念図

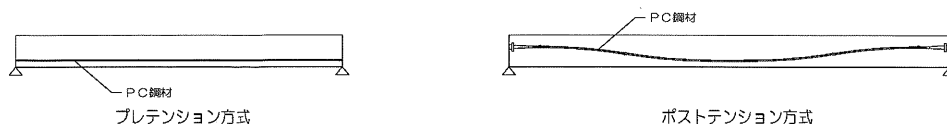


図-3.3 梁部材単体の緊張概念図

上記のように現場打ち鉄筋コンクリート造と異なりPCaPC工法の設計では、プレストレス導入時期とプレストレス導入による不静定応力・施工手順を考慮に入れた長期応力・部材の断面形状や架構形状の変化・納まり等を十分に考慮する必要がある。したがって、設計段階から施工手順などの施工計画を踏まえて構造設計を行う必要がある。

3.3 圧着接合部の設計概要

圧着接合とは、PC鋼材を利用してプレストレスを柱・梁・柱・柱・梁・梁などの各部材やブロック間に導入することにより一体として働くようにする接合方法である。なお、圧着部に生ずる応力を安全に伝えることができることを確認するために、圧着接合部の設計が前記のセンター指針やPC規準に示されておりその概要を以下に示す。

- 1) 継目部の確実な圧着効果を得るために、圧着面における有効平均圧着応力度を 2 N/mm^2 以上とする。
- 2) 接合部の目地に用いるモルタル又はコンクリートの強度は部材本体のコンクリート強度以上とする。
- 3) 圧着部のせん断耐力は、その目地に沿うせん断力に対して継目の摩擦係数を考慮して設計するものとする。継目の表面が平滑であるモルタルまたはコンクリート目地の場合の摩擦係数は0.5とする。
- 4) 圧着部におけるPC鋼材の配置は、柱の場合は圧着接合用のPC鋼材は原則として4本以上とし、その断面積の和は柱の必要コンクリート断面積の0.4%以上とする。また、梁の場合は圧着接合用のPC鋼材は二段配置することを原則とする。
- 5) 継目面は部材軸に直角な目地または合いじゃくり目地とし、PC鋼材が部材軸と大きく角度をなすところの継目は避けるものとする。

3.4 接合部例

一般的なプレキャスト化の接合部例を図-3.4に示す。a、bは柱・梁接合部がプレキャスト化されており、aはPC鋼材のみにより接合された場合を、bはPC鋼材と鉄筋継手により接合された場合を示す。aの場合は圧着継目においてはコンクリートの材料としての引張抵抗も鉄筋の引張抵抗もないため長期設計曲げ応力に対して引張応力度の発生を許容するパーシャルプレストレスの設計とすることはできず、フルプレストレスの設計とする必要がある。しかし、bのように鉄筋があれば引張応力度の発生を許容する設計が可能となる。ただし、せん断力に対してはaと同様に圧着力のみによりせん断耐力を考えるのが一般的である。cは柱・梁接合部が現場打ちの場合を示しており、接合部においてPC鋼材と鉄筋の併用が容易にできる利点があるが工期の面ではa、bと比べ長くなる欠点がある。

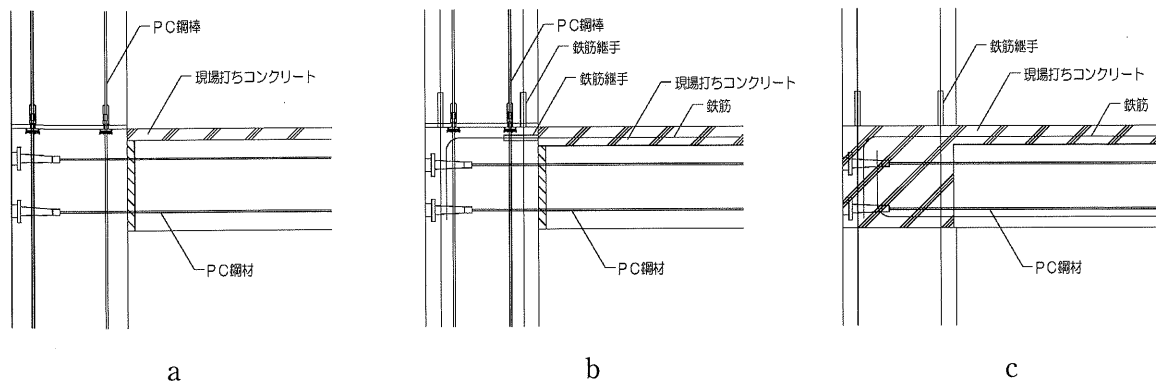


図-3.4 接合部例

参考文献

- 1) 2001年版 建築物の構造関係技術基準解説書,工学図書(株)、2001年3月
- 2) 加藤博人：プレストレストコンクリートの改正告示の概要,コンクリート工学、pp.3～8、Vol. 42, No. 11, 2004. 11
- 3) PCa技術研究会：プレキャストコンクリート技術マニュアル その活用と設計・施工の手引き、彰国社、2000年7月

4. 構法から工法へ

PC建築の具現化へのプロセスは、3つの道程を踏む必要がある。

- 1) 架構システムの決定
 - 2) 構法の決定
 - 3) 工法の決定
- である。

図-4.1にPC建築のためのシステムを、
図-4.2に架構システム例を示す。

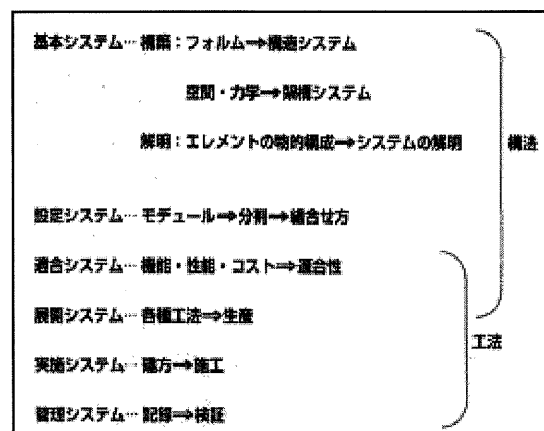


図-4.1 PC建築のためのシステム

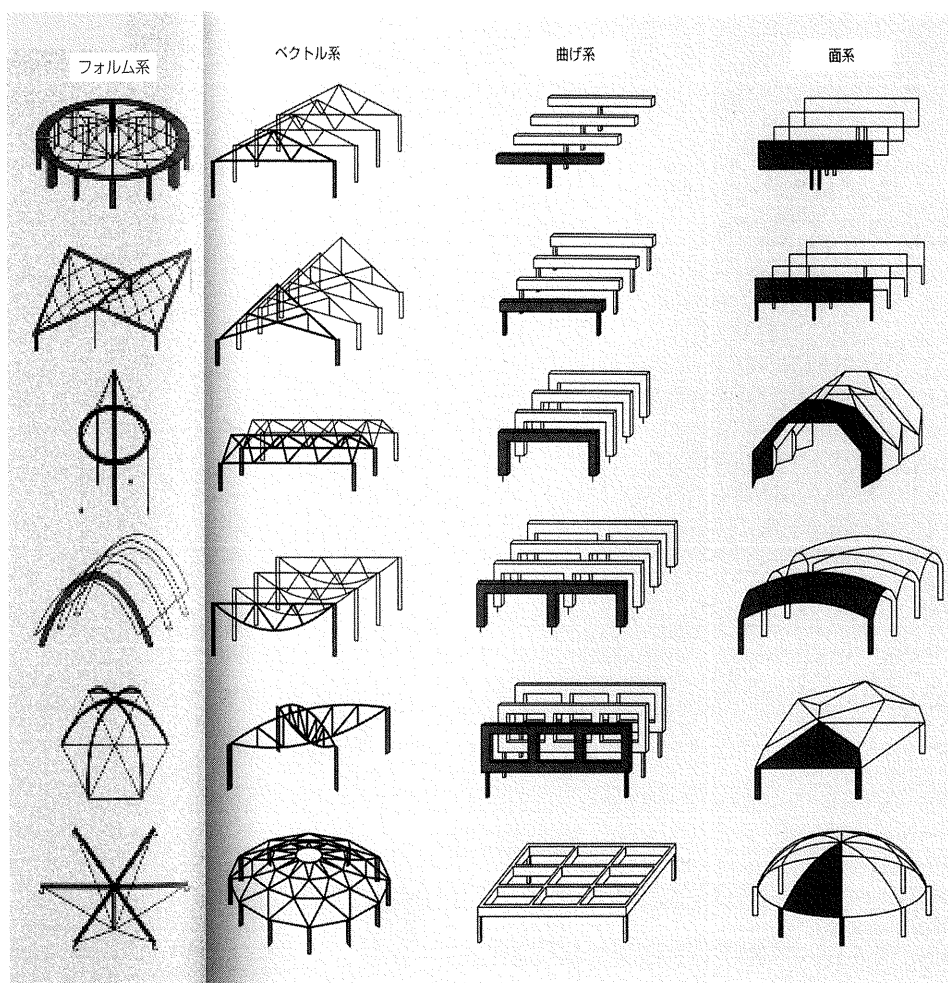


図-4.2 架構システム例

構法計画とは、部位ごとの分割方法、および組合せ方をイメージすることであり、「エレメントの構成の仕組み（材料・部品の組合せ方）」を解明し、それらの相互関係の設定が行うことである。

工法計画とは、それらをどのように生産手段へ展開するかを考えることであり、「建築に求められる機能・性能・コストへの適合」および「生産方法・生産のための組織、さらに維持管理の方法」を検討することである。

計画の成就により構法及び工法が確定する。

4.1 構法（組合せ方）から工法へ

合理的な計画案は、「機能・性能・コスト」に適合したものである。特にコストには、部品製造計画から運搬・建方計画および建方に伴う仮設計画に至るまで、計画性が大きく反映する。つまり、構法を現実化するために工法が必要となり、構法と工法は表裏一体となっている。構法から工法へのフロー（PC建築の具現化までの道のり）を図-4.3に示す。このフローで重要な段階のひとつは「有効な分割」にあるので、図-4.4に具体的な分割例を示す。これは同じ架構システムでも、分割構成が異なる例である。



図-4.3 構法から工法へのフロー

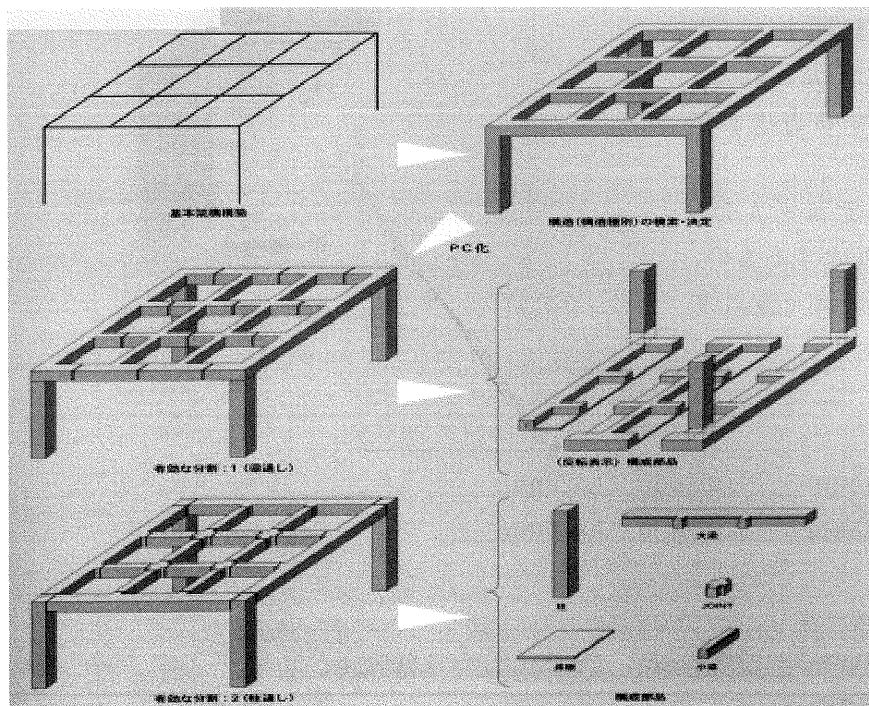


図-4.4 基本架構からPC工法へ

4.2 構法

構法の解明には、以下のような重要な着眼点がある。

4.2.1 モジュールの設定

最初にモジュールの設定が重要である。モジュールは近代建築では、生産の合理化を目的に建築各部（建具、構造体、設備機器）の寸法を関係づけるために導入されているものである。同時にプロポーションを決定する手がかりにもなる。

一方、モジュールの設定によっては伝統的な木造構造に近いものを考えることができる。空間構成に最も有効なモジュールは、モジュラーコーディネーションとして二次部材（日本建築では畳や襖、欄間などが該当）の寸法を決定する方法と、逆に主要部材寸法（京間や江戸間に代表される）によって決定する方法とがある。

代表的なモジュールは、尺をモジュールとするもの、メートルをモジュールとするものがある。

尺モジュール

455mm 910mm 1.365mm 1.820mm

480mm 960mm 1.380mm 1.920mm

メートルモジュール

600mm 900mm 1.000mm 1.200mm 1.800mm

2.000mm 2.400mm

このようにモジュールは、わが国の木造建築の木割りのような伝統的な手法として、また、

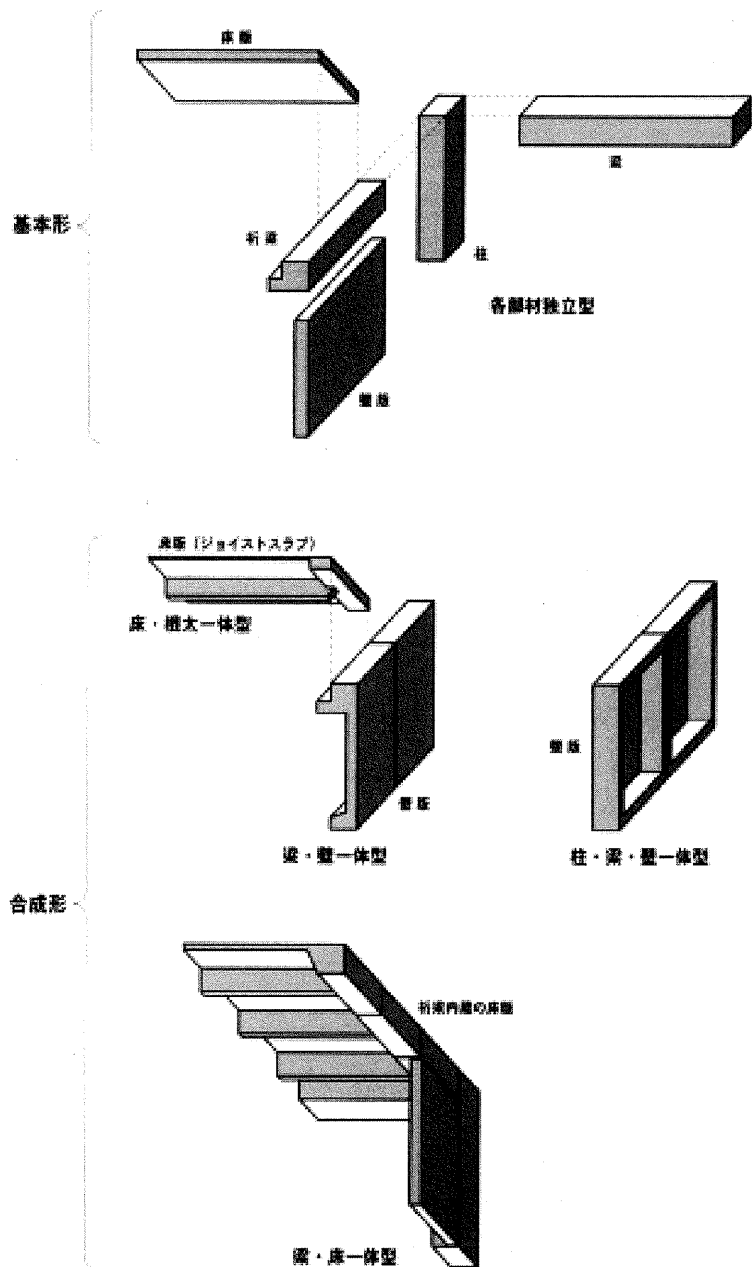


図-4.5 部品の組合せ方

合理性（既製品を多用することで可能）や生産性を高める新たな手法として用いられる。この生産性を高める手法としてのモジュールがPC構法と深く関わる。

この手法のめざすべき方向は、統一性の追求である。この統一性は、あくまでも画一性、すなわちモジュールを用いて単純に同じものを生産する姿勢とは一線を隔す必要がある。統一性は、モジュールを用いて新たな発想を模索する姿勢である。したがって、ここでは画一性の追求ではなく、統一性の追及のために、モジュールを用いることを推奨する。モジュールの設定は、次の段階であるエレメント分割へと進展する。

4.2.2 部品分割と組合せ方

エレメント分割は、空間を構成する部材群の整理から始める。これらの部材の集合体が空間を形

づくるので、そこにモジュールを設定することで、空間と部材との関係が統合できる。居住空間は、柱・壁の鉛直面エレメントと梁・床の水平面エレメントとに分割される。基軸を鉛直・水平面と考えたからである。それに対し、ドームのような場合には、幾何学に基づいた任意の形（空間の特徴をつかむ）で、角度、周長など形状による分割を基本とするエレメントを選択する（図-4.7ではドームの角度分割例を示す）。このようにモジュールは、寸法だけでなく基軸をどう設定するかも重要である。

モジュールを用いることで金太郎軸のように同一形状の連続で構成することが可能で、最もPC工法に適している。そして導線した均一性は、「美」を表現することにかけては最良のものである

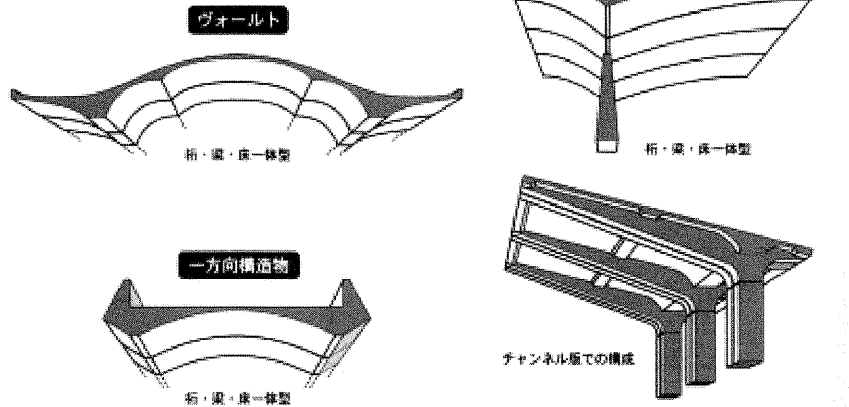


図-4.6 合成形 1

直線的な連続性に対し、曲線的な連続性も同様に「美」を表現している

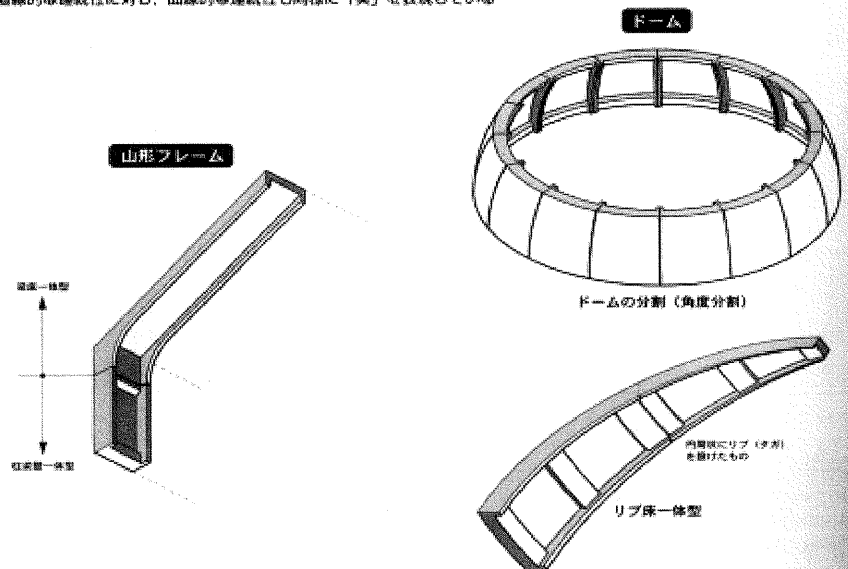


図-4.7 合成形 2

4.2.3 組合せの基本形と合成形

各部材には、構造的使命（役割、機能的意味）があり、その役割に応じた形状がある。この部材の基本的な形をそれぞれ独立型としたもの（柱・梁・壁・床など）が組合せの基本形である。

この基本形をいくつかの方式にしたがって、組み合わせたものが合成形で、図-4.5に示すように床・根太一体型（ジョイストスラブ）、梁・壁一体型（桁梁と壁および基礎も一体化する場合がある）、柱・梁・壁一体型（柱・桁梁および壁も一体化する場合＝周囲リブ付壁）、梁・床一体型（桁梁内蔵ジョイストスラブ）がある。

組合せの合成形の例を図-4.6、4.7に示す。組合せの合成形は、多様な形状の構造に応用できる。この例では直線的連続性および曲線的連続性を表現した最もPC建築に適した形状を示している。

さらに、合成形を発展させた発展形がある。発展形は、一意的な分割・組合せ方ではなく、エレメント分割・組合せが思わぬ方向に展開できる広がりをもったものである。図-4.8は、平板の平面形状とともにその水平切断面も等脚台形とすることで、たった1型枠で製造された平板のみで構成される例である。

分割したものは、必ず組立手順を念頭においた組合せ方を考える。この段階は、まさしくプラモデル的感觉で自由な発想が必要であり、その面白さは格別な感を伴う。以上のように、空間に適したエレメントの分割と組合せ方がある。

基本形・合成形・発展形の形は、分割の仕方や組合せ方を検討することで得られる。

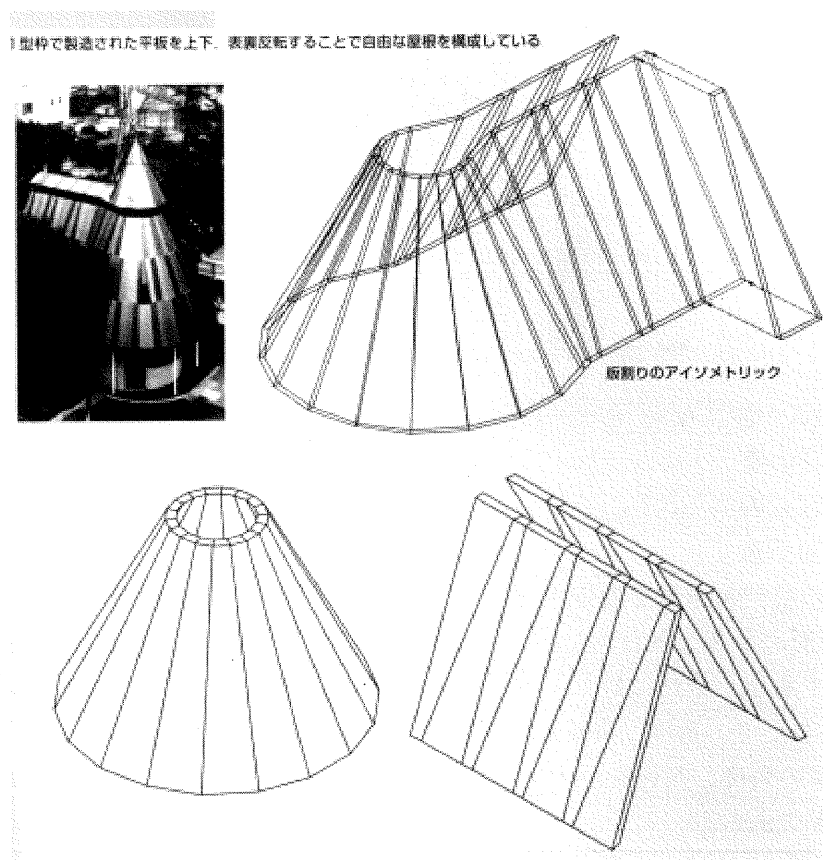


図-4.8 発展形「武蔵学園守衛所」

4.2.4 接合部

一般的な接合方法には、ピン接合、ばね的な接合、そして剛接合がある。接合部には特殊なコネクタ（接合具）を用いることもある。PC建築には剛接合が適しており、圧着工法が採用される。

4.2.5 接合部の基本形と合成形

接合部の考え方は、基本形と合成形に分けられる。接合部の基本形は、エレメント間をすべて独立したコネクタで構成する。接合部の合成形は、コネクタに依存するもの、またはコネクタをすべてエレメントに内蔵するものである。図-4.9は、柱と梁の接合部を、柱通し型、梁通し型、独立型の基本形から、合成形に展開した例である。柱通し型では、パネルゾーンは柱に内蔵されており、梁通し型は、パネルゾーン梁に内蔵されている。独立型は、柱・梁・パネルゾーンが独立したものである。

図-4.10は、PC鋼材による接合部の一体化例である。この一体化はPC鋼材を緊張することにより、その反力をプレストレス力として部材へ導入していることで成立している。

図-4.10の柱通し型および梁通

し型を例として、各々どのようにPC鋼材を配線して一体化するかを示している。

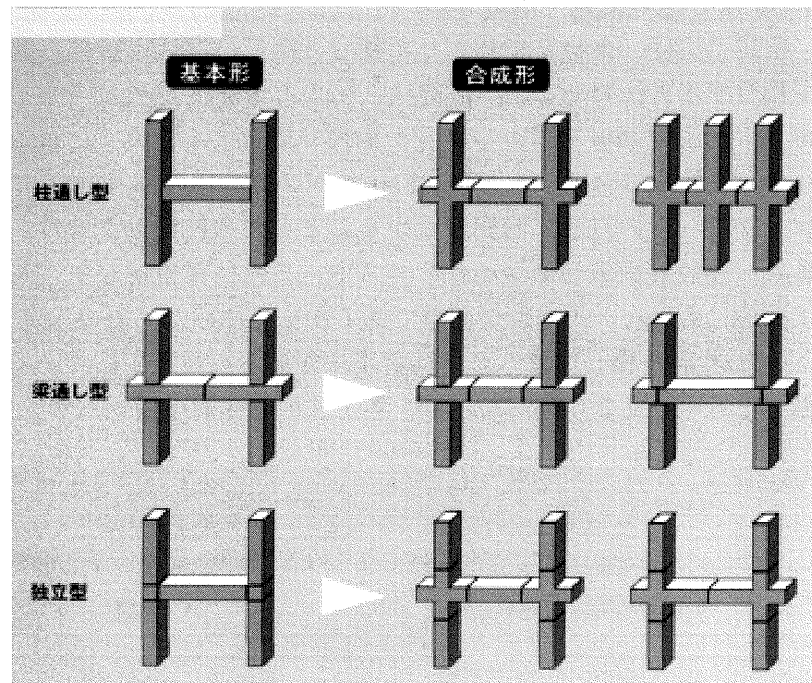


図-4.9 柱と梁の接合部

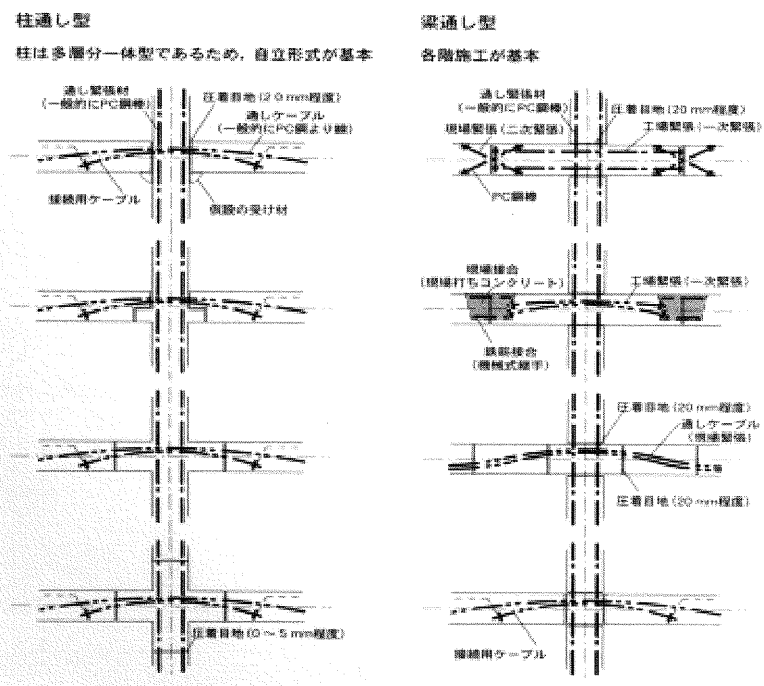


図-4.10 PC鋼材による剛接合部の一体化例

4.2.6 接合部の乾式・湿式工法

乾式工法は、金物を主体とした接合方法で、湿式工法は、鉄筋と後打ちコンクリートによって接合する方法である。一般的に、乾式工法はPC版を取り付けるとほぼ同時に、アジャスターボルトおよび鋼板を締めつけるか溶接で接合するもので、短工期で施工が可能である。湿式工法は、複雑な取合いや大きな力の伝達が必要な場合に有効（鉄筋による補強が必要）であるが、コンクリートの打設に時間がかかることと耐久性に難がある。これらの工法の選択は、必要な条件（建設計画地の環境条件、コスト、または技術的なレベルの有無）を整理し、耐力的にも工期的にも何が一番重要な問題であるかを見極めたうえで決定する。

PCの特異な接合方法として圧着工法がある。乾式工法であるが、両工法の優れた部分を兼ね備えたものである。図-4.11は、各工法の具体的な例である。

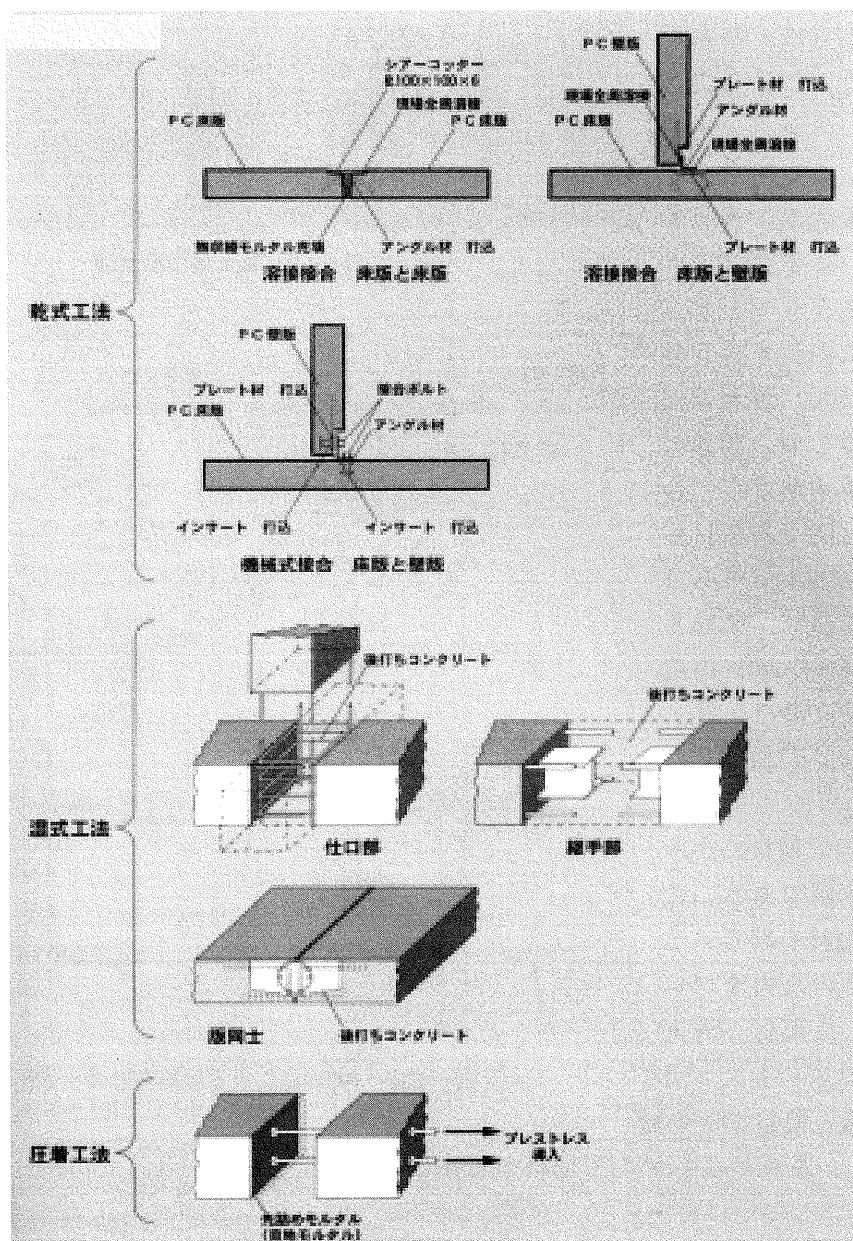


図-4.11 接合方法

4.2.7 PC圧着

PC構造は、引張力に弱いコンクリートに、あらかじめ圧縮力（プレストレス力）を与え、さまざまな力に対抗し、コンクリートに引張応力を発生させない（フルプレストレスング）もので、コンクリート全断面が有効に働く構造である。この原理は、コンクリート部材がバラバラでも有効で、プレストレス力を与えてひとつの部材にすることができる。この状態を圧着されているという。

圧着工法は、プレキャスト部材間に目地幅20mm程度を確保（製作施工誤差および建入れ誤差の吸収を目的とする）し、無収縮モルタルを充填した目地とする場合、または幅0～5mm程度とした接着剤目地とする場合があるが、ともにこれらの目地を介してPC鋼材を緊張し、一体化するものである。プレキャスト部材間を連結保障するもので、施工的にも安定した工法である。しかし、目地にはシアークッターなどの特殊な細工をする場合もある。例えば大きな部材相互の位置決めのための凹凸金物や短期のせん断力が著しく大きい場合の鋼棒などによるだけ補強がある。

さらに圧着工法は、版同士、梁同士の継手および柱同士の継手、そして柱と梁の仕口部の接合にも有効で、軸方向（引張）力、曲げ応力およびせん断応力の伝達が可能である。PC工法にとって、この接合方式は万能といってもよい。

目地の強度は、プレキャスト部材の強度と同等以上を確保する必要がある。圧着接合では、少なくとも目地部で 2 N/mm^2 以上の圧縮応力度を常に作用させることが望ましい。通常の鉄筋コンクリート構造と同程度の引張性能（導入プレストレス力の量と同等の引張耐力がある）を確保し、柱および梁部材では $5\sim 8\text{ N/mm}^2$ 以上の圧縮応力度が導入される。したがって、圧着接合部からの漏水は、良好な施工が行われるかぎり考えられない。

目地は圧着接合にとって生命線といえるもので、慎重に施工することが必要である。

圧着接合は、プレストレス力の摩擦抵抗せん断力により、部材間または、部材を分割したブロック間での界面において、せん断力の伝達を可能にするものである。

圧着目地部分は、フルプレストレスングとしなくてはならない。

4.3 工法

4.3.1 工業化工法

計画的な生産システムを用いること（工業化工法）は、部品生産と現場の組立作業効率を向上させる。また、工場などで部品の集中管理を行うことは、高品質でより信頼性のある部品の提供を可能にする。例えば、現場打ち鉄筋コンクリートの品質は、天候不順や職人の手配や技術レベル、現場監督者の意識レベルの差異など不確定な要素が多いため、100%保証することができない。これに対し、工業化工法では、部品製作の集中管理によって、この問題を克服することができる。このように工業化のメリットは、高品質化、集中管理化、合理的な効率化にある。そして、工業化は、いかにしてシステムチックに分解し組み立てるかという、構法の考え方によって進めるものである。品質管理および精度管理基準の設定、効率化のための準備など1つ1つ協議し、解決していく必要がある。これが工業化の基本であり、PCの基本である。

4.3.2 PC工法

まず、PC工法の選別を行う。PC工法は、プレキャスト化、プレストレスト化の範囲によって分類され、「生産方法」、「組立方法」、「接合方法」を現場周辺の環境問題、工程の問題、運搬および建方の問題、コストの問題を実質的に検討して選別する。例えば、ノンプレストレスの応用工法は、接合部以外の工場製作したRCまたはSRCのプレキャスト部材を現場接合する工法で、ラーメン形式、壁形式のものがある。

具体的には、

- ・最近の超高層建築
- ・公団型集合住宅
- ・短工期での組立てを要求される建物

などに採用されている。また、床や壁に関してはハーフPC工法（合成床版・壁版など）がある。

プレストレスを用いた応用工法は、接合部を含めて工場製作したプレキャスト部材相互をプレストレスによる接合のみで組み立てる工法である。

さらに、現場打ちコンクリートにPC鋼材を配線し、緊張する以外はRC造と同様の手順で施工される工法もある。この工法は、部材搬入や揚重機を用いた建方が困難な敷地の場合や、構造計画上プレキャスト化が難しい場合などでもプレストレスを導入することで、

- ・大スパンを必要とされる部材、または、有効階高を大きくする目的で用いるフラットスラブ
 - ・比較的高層な建物の耐力向上
- (図-4.12)

などを可能にする。ひび割れ制御のためのPRC工法もこの範疇に入る。PCに近いものから、RCに近いものまで、設定によって対応が可能な工法である。図-4.12は、PRC工法の例であり、PC鋼線をどの部位にどのように配線するかを示したものである。両サイドのコアでは集中的に慣性力を負担することになるため、材軸方向に対する耐力増強を目的とし、大スパン部材では変形制御（ひび割れ制御）を目的としてプレストレスを導入するものである。

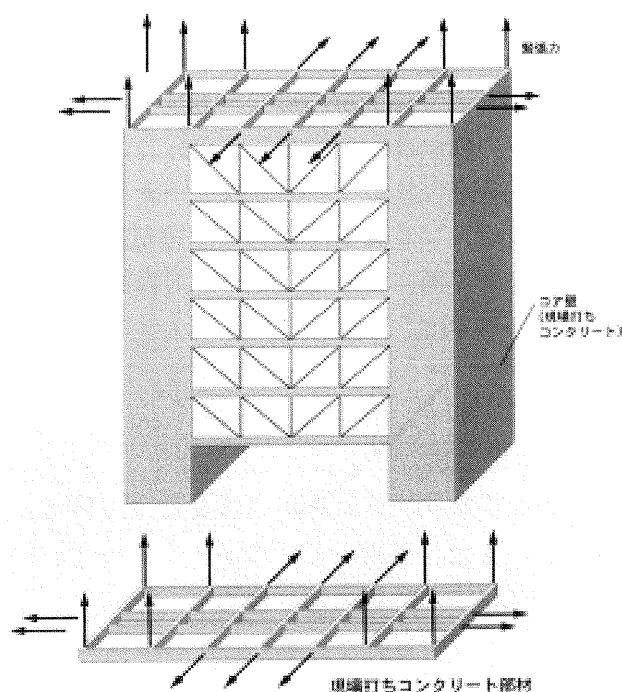


図-4.12 大スパン部材および比較的高層な建物のPRC工法

4.3.3 ハーフPC（一部プレキャストコンクリート）工法

ハーフPC工法は、PC版を本設（耐力、剛性保持）に用いるとともに、型枠兼用とし、現場打ちコンクリートの耐力および剛性を向上させる目的で使用する工法である。この工法は、床版に用いられることが多いが、壁版にも用いられる。壁版として用いる場合は、特にタイルなどの打込み仕上げが施されたPC版と後打ちコンクリートをコッターで一体化させることで、仕

上精度の向上および工期短縮ができる。この工法は、仮設が不要なので、高層建物の外壁にも適している（図-4.13）。

ハーフPC柱およびハーフPC梁の採用は、主に工期短縮が目的である。部材間の接合はRCで行われ、運搬・建方時の重量が低減でき、現場の仮設は最小限に抑えられる。現在、大手建設会社主導で「Hi-RC建築」として、高層住宅に多用されている。

薄型のプレキャストコンクリート部材には、フェロセメントと鉄線を用いた吹付工法が有効である。この工法は複雑な形状のものでも製作できる。

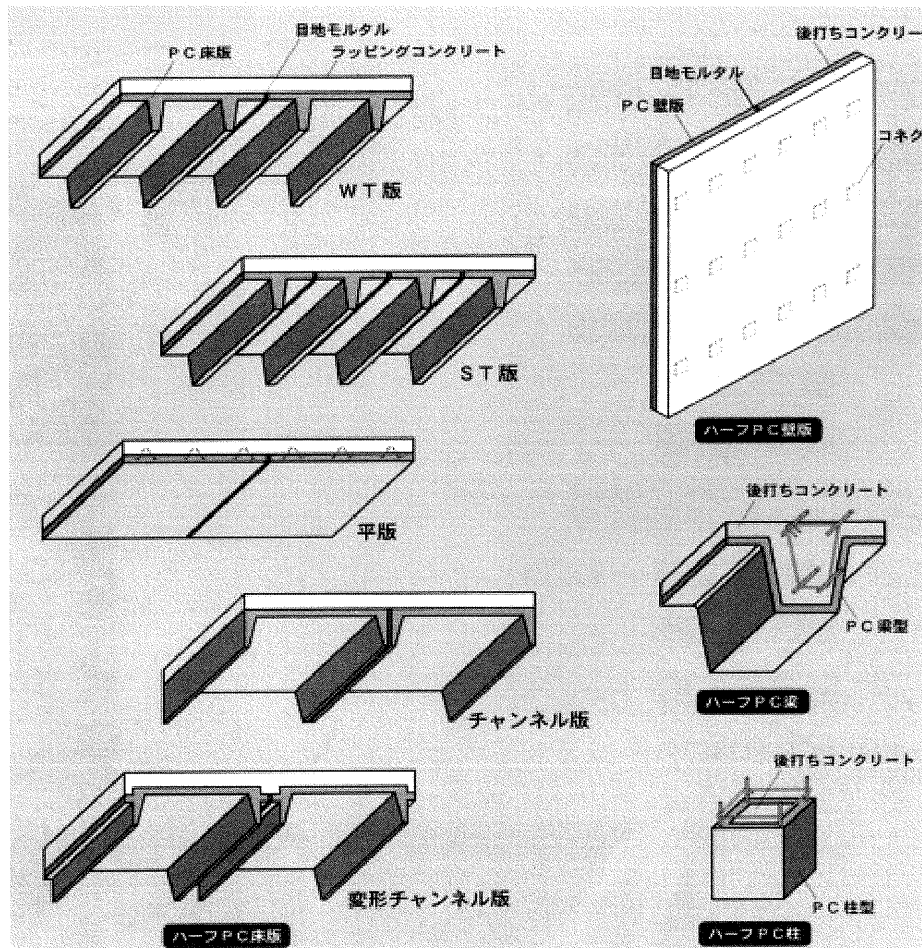


図-4.13 ハーフPC工法

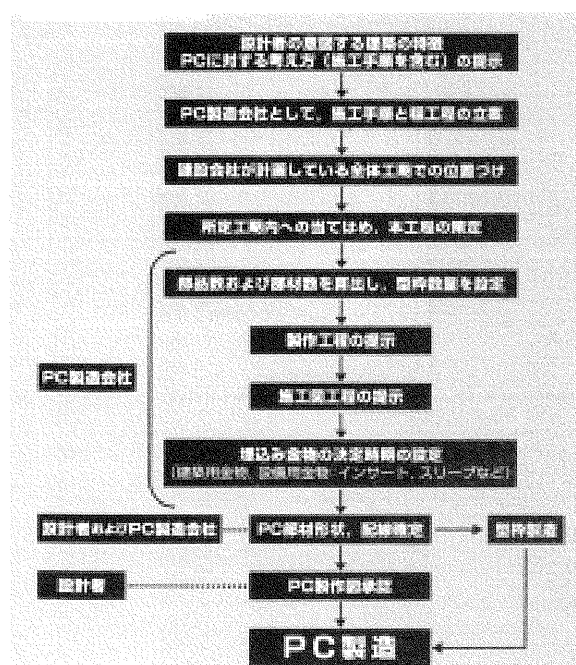
4.3.4 PC製造計画

設計者が計画段階で考えなければならないPC製造計画は、部材の製作可能な形状および製作のための概略工程である（運搬まで考慮した詳細計画までは至らないまでも概略がつかめる程度のものは必要）。現場に入ってからPC製造計画は、設計者だけでなく、建設会社、PC製造会社が一体となって計画されるものである。

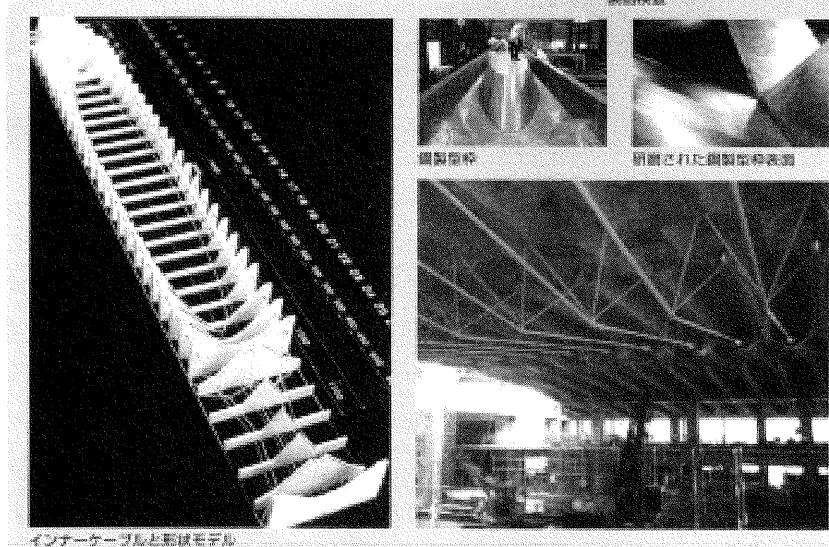
計画の進め方で大切なことは、まず、設計者の意図する建築の特徴、PCに対する考え方（施工手順を含む）を提示し、製造にあたっての注意点を相互が共有することである。PC部材の形状およびテクスチャーをよりデザイン的に表現したい場合は、型枠の作り方がより重要になる。でき上がる部材と型枠は、1対1の相互関係にあるため、当然であるが鋼製型枠同士の継

ぎ方ひとつをとっても、如実にその形跡が残ってしまう。したがって、型枠製造者の技量レベルチェックは、特に大切である。また、蒸気養生計画も、養生の仕方によっては、色むらや表面の細かなヘアークラックの原因になる場合があるから重要である。

脱型後の表面仕上がり状況によっては、モルタルのしごき処理（空気あばた隠し）が必要になる場合があるが、これは一般的な手法と考える方がよい。仕上がりに関しては、コンクリート打設時の注意事項を関係者全員が認識することで十分な対応が可能である。また、ストック時は、雨水および結露によるエフロレッセンス対策として、シート養生が必要であるが、直接PC面に密着しないようにする。



図一4.14 PC製造計画フロー



図一4.15 PCa部材の形状の決定から施工まで

4.3.5 PC建方計画

建方計画は、構造設計段階から設計者自らが設定して行う必要がある。なぜなら、建方を考慮した各段階ごとの施工時応力に対する検討が、部材形状の決定および配線・緊張計画に大きく関わってくるからである。この組立構造の面白さは、建方手順によって、設計者が意図する応力状態を設計者自らがつくりあげることができることにある。つまり、部材分割の仕方、接合および緊張手順は意図的な応力操作を可能にする。

4.3.6 緊張力導入

緊張力導入は、ジャッキによる圧力値と鋼材の伸び量で最終管理する。導入緊張力値の決定には、設計段階における有効プレストレス力に準じ、現場では施工前にシース管との摩擦損失および緊張端におけるくさびの食い込み(PCストランドケーブルの場合)を考慮し緊張ロス率をファクターとする有効緊張力を検証する。有効緊張力が設計値を下回る場合は、導入時の緊張力を最大 $0.9P_y$ まで上げることができる。配線が長い場合は、両引き緊張もありえるが、通常は片引き緊張である。配線が短い場合、くさびによるロス率が甚大で、設計段階で考慮しておく必要があるが、再緊張による方法もある。ただし、定着金物が大きくなるので、事前の納まりの検討が必要である。

柱・梁には複数のケーブルが配線されることが多く、緊張順序によっては、部材にねじれが生じたり、面外曲げが生じたりする場合があるので事前に十分な検討が必要である。平面的に架設されるフラットスラブや格子梁などの場合は、緊張の順序によってひずみが残ることもあるので緊張順序を中央部から両端部に振り分ける。

4.3.7 グラウトの施工

グラウトとは、PC鋼材が配線されているシース内に注入されるモルタルのことであり、PC構造の生命線である。グラウト施工には、2つの目的があり、防錆効果とボンド効果(PC鋼材の降伏点強度まで有効に発揮させることができる)を得るためのものである。安全性と耐久性を支配する重要な施工である。しかし、昨今本来あってはならないことではあるが、グラウト充填不良が大問題になるケースが見られる。流動性のよいグラウトの注入方法は、圧入による強制注入が一般的であるが、必ず注入できるとの安心感から、充填度合いの確認が不徹底であった問題が第一にあげられる。そして充填不良の原因としてグラウト注入出ホースの潰れ、およびシース内に目地モルタルが混入し動脈硬化を起こしてしまったこと、また、柱脚部シース内に溜まった雨水の除去の不徹底のために鋼材が錆びてしまったことなどがあげられている。このような充填不良の原因をつくらないことはいうまでもないが、さらに入口からの圧入と出口からの吸引を同時に行う徹底したグラウト施工方法が好ましい。

(この編集内容は、「知られざるPC建築」(株)建築技術刊を抜粋したものである。)

5. 実施例

5.1 PCaPC住宅

5.1.1 版のみで構成されたPCaPCの住宅

1) はじめに

今回の計画は、小さい敷地に有効な空間を創り出すことおよび工期の短縮という2つの条件の基に行った。PCには現場型枠が無いこと、工期が短縮できるというメリットがある。これらのメリットを活かすためにPCaPCの工法を採用した。また、今回の計画は版のみで構成するため、少ない型枠での制作が可能となる。

版と版を組み合わせることにより住空間を創り出し、その空間が実用的であるために計画を始めた。

2) 建築概要

設計：山下保博+片岡真琴／アトリエ天工人

構造：徐光+板倉由香／JSD

施工：ホームビルダー

オリエンタル建設（PC施工）

所在地：東京都台東区元浅草1丁目

敷地面積：89.46m²

延床面積：166.28m²

階数：3階 用途：住宅・店舗

構造：プレキャストプレストレストコンクリート造

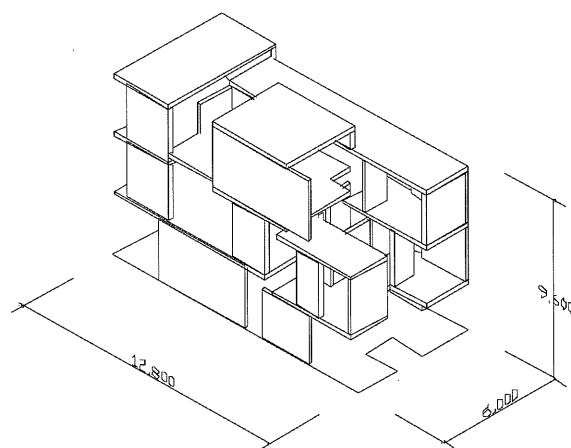


図-5.1.1 立体図

3) 構造概要

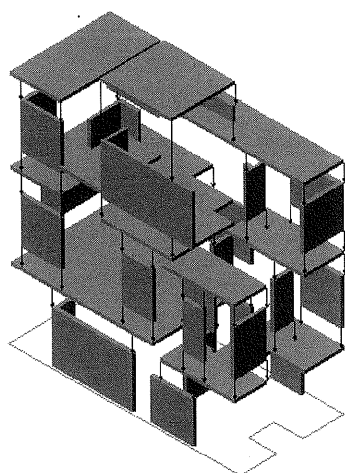


図-5.1.2 PC版構成図

この建物は、長手方向約13m、短手方向約6m、建物最高高さ約9.6mですべて版のみで構成されている。2つの型枠を使用し、コン止め位置を調整し全ての壁版及び床版を製作した。これらの版を縦（壁）横（床）に使用し組み合わせていくことにより躯体を構成させていった。

使用したコンクリートの設計基準強度は50N/mm²で、壁にはSBPR95/110の17φ・23φ・26φの鋼棒を使用し、床にはSQPR7Bの19本よりストランドケーブル21.8φを使用した。

4) 工事概要

敷地が狭いため、敷地の前面道路（幅員23m）の1車線を使用し、敷地の奥から建方を進め敷地の前面に逃げる施工方法を取った。

壁版及び床版を合わせ合計86枚ある版を1日目は7枚、2日目は10枚、3日目は8枚という様に建方を行う計12日間の建方施工計画をたて、建方をstartした。大型トレーラーで運ばれてきた版を、建方位置まで16t及び25tのラフターで運び、位置を定め接着剤を塗布し建方を行い版を支保工で支持するという施工順序となった。



写真-5.1.1 建方風景 1

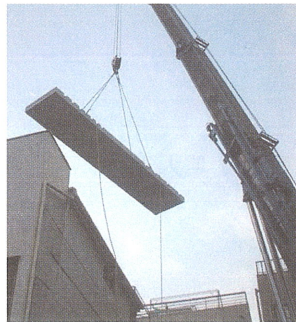


写真-5.1.2 建方風景 2



写真-5.1.3 建方風景 3

5) 竣工にあたり

今回の設計は、版のみで構成された建物の応力を把握することから始まり、建方計画、現場管理に至るまで通常の設計に比べると時間や労力がかかったが、現場管理が始まり工期の短縮を実感し、このような小規模な敷地に1日ごとに変化し出来上がっていく空間を見ているとやはりPCaPCの工法に感動を覚えた。また、今回版というピースを大きさ・向きを変化させて空間のユニットを作り、それらを組み合わせることにより実用的な空間を創り出せたことに満足し、今後版からの空間のユニット化ならびに住空間への展開さらにそれらの発展が可能になることを確信した。



写真-5.1.4 上棟時



写真-5.1.5 2階片持ち部

5.1.2 リングで構成されたPCaPCの住宅

1) はじめに

PC構造は、一般に大規模な建築で大スパンを実現するために採用されることが多く、少ない型枠を有効に利用し、多量の部材を作り出す設計手法として注目されている。そのことから考えると今回のような小規模の住宅の例は稀である。計画にあたり、まず重視したことは、PCの特徴を活かしつつ如何にPCでしか実現し得ない豊かな空間を作るかということと、各空間をギャラリーとして、また住空間としてどのように機能させるかということであった。そこでPC版を組み合わせたリングという単純な要素を組み合わせることによって各空間が実用的に機能するように計画を行った。

2) 建築概要

設計：山下保博＋加藤篤／アトリエ天空人

構造：徐光＋高山直行／JSD

施工：ホームビルダー

オリエンタル建設（PC施工）

所在地：東京都杉並区西荻北5-116-4（5-9）

敷地面積：157.75m²（47.72坪）

建築面積：67.92m²（20.55坪）

延床面積：175.51m²（53.09坪）

階数：3階

用途：住宅・ギャラリー

構造：プレキャストプレストレストコンクリート造

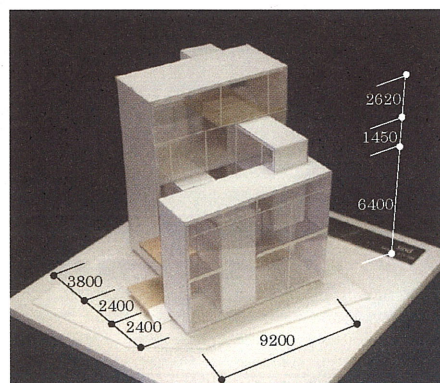


写真-5.1.6 初期計画時模型

3) 構造計画

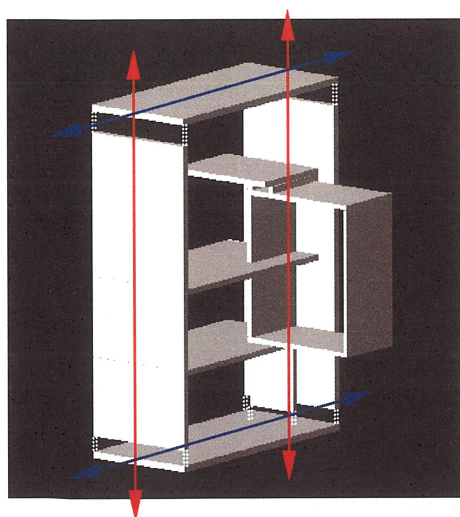


図5.1.3 配線計画概念図

構造計画を行うにあたり次のような課題があった。

①リングを組み合わせていく過程において各々のPC版をどのようにジョイントしていくか。

②大きな2つのリングを連結して1つの建築物として成立させるのか、それともエクステンションジョイントを設けることで2つの建築物として成立させるのか。

これらの課題は各々以下のように解決していった。

①PC版によって形成されたリング要素を組み合わせて計画していたため基本的に納まりの検討が鉛直方向と水平方向の2方向で済み、検討が容易でその結果として納まりも非常に綺麗なものとなった。

②建物を立体解析することによりブリッジとなっているリングに発生するせん断力を把握し検討を行い、その結果その程度が比較的小さかったこともあり1つの建築物として成立させた方がPC建築のもつ緊張感のある空間が表現できるのではと考え、4つのリングを組み合わせた1つの建築物として、計画を進めた。

物として成立させた方がPC建築のもつ緊張感のある空間が表現できるのではと考え、4つのリングを組み合わせた1つの建築物として、計画を進めた。

4) PCaPCの可能性

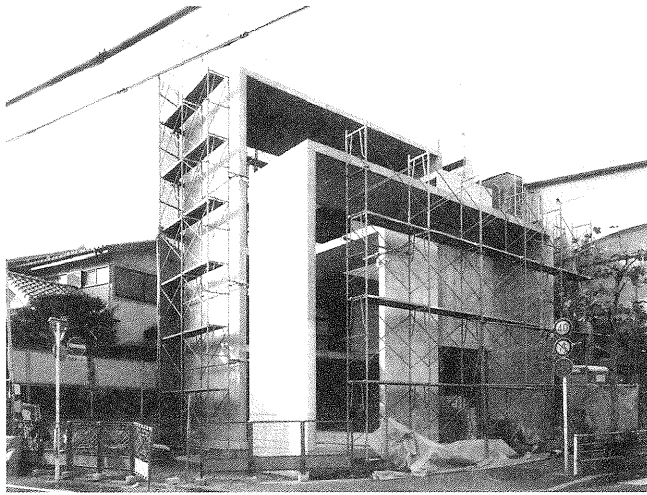


写真-5.1.7 上棟写真(外観)

上棟時の写真を下に示す。写真-5.1.7は外観であり、写真-5.1.8は内観である。これらを見ると分かるように、コンクリートのリングが組み合わさることによって、RC造、またその他の構造形式では実現し得ない空間が出来上がっている。版という要素だけであっても、版を組み合わせさせてリングという要素を形成し、それを組み合わせていくことによって空間として非常に綺麗なものができるということが分かる。しかし、このコンセプトを実現しえたのはほかならぬPCの技術があってである。先にも述べたが従来PC構造は大規模な建築で大スパンを実現するた

めに採用されることが多い、しかし、今回のProjectを通して建築物の規模が小さかったとしても、PCの技術の可能性を非常に感じた。写真-5.1.8の内観に表現されるようにコンクリートのリングを3次的に組み合わせることができたのは、プレストレス原理を利用し、発生応力をコントロールすることができたからである。

5) まとめ

このような小規模な建築物においても、工期の短縮、計画的で静かな現場の作業が可能となるPCaPCの構法は過密の一途を辿る都市のあり方を考えると非常に理想的な構法であると考えられる。ただPCaPCは大規模建築の技術として発展を遂げてきた側面をもつため、まだこのような小規模な建築物を実現するにはディテールの検討において非常に困難を要する。そこで、これから先PCの技術のもつ意味を再度熟考することにより、このような小規模な建築物に対してのPC技術のあり方を提案していくことができればと考えている。

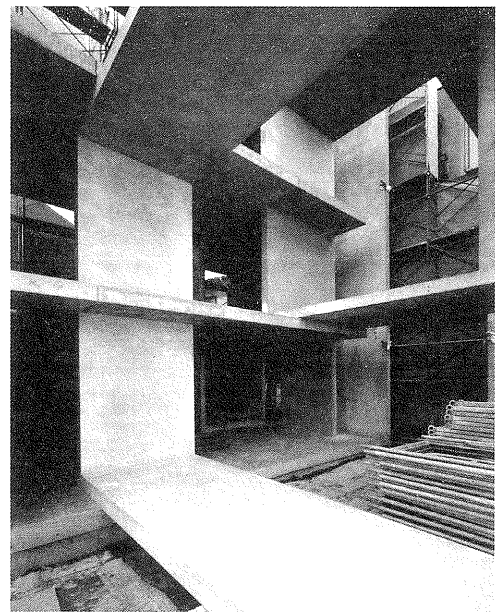


写真-5.1.8 上棟写真(内観)

5.2 PCaPC学校建築（京都大学桂キャンパス総合研究棟）

京都大学桂キャンパス総合研究棟は、工学研究科の化学系及び電気系大学院の教育・研究のための施設で、地上5階、地下1階、述べ床面積39150m²のプレキャストプレストレストコンクリート（以下PCaPC）造建築物で3棟よりなる。建設地点は、京都市西京区桂御陵坂（大学移転後、大学キャンパスは京都市西京区京都大学桂という町名に変更）で、周辺に数多くの名勝を持つ自然豊かな丘陵地帯となっている。また、大学に隣接して京都市民の住宅地が広がる閑静な地域である。従って、このような周辺環境との調和を十分に考慮した建築物群であるとともに、開かれた大学として地域に受け入れられるものとなっている。

設計及び施工においては以下の各項目が目標とされ、PCaPC構造が採用された。

5.2.1 地域環境との共生

（1）躯体工事により発生する周辺環境への影響を削減

PCaPC工法の採用により、現場の作業、工事車両、ゴミ、騒音、振動、粉塵を大幅に削減することでクリーンな現場とする。これによって、工事車両による交通渋滞、騒音等の住民生活への影響を回避し、近隣の住環境を良好に保つ。

（2）地球環境の保護

地球環境の保護の観点から、南洋材合板型枠を使わないこととし、コンクリート殻、産業廃棄物、アルカリ排水を大幅に低減する。

5.2.2 施工の合理化と建物品質向上

（1）施工性の向上・省力化による工期の短縮・経費の「時間コスト」の削減

同一部材の繰り返しを徹底することで製作段階からプレキャスト構造のメリットを活かす。また、現場作業の省力化による工期短縮によって、経費の「時間コスト」の削減を図ることを可能とする。

（2）ロングライフな構造躯体・施設の品質向上

プレストレスの導入により、常時使用状態においてひび割れが発生しない構造とする。また、プレキャスト部品は工場製作なので、密実で高強度なコンクリートの打設などの品質管理を徹底することが可能となり、耐久性に富んだタフな構造となる。

（3）コンパクトな部材・自由度の豊かな空間を形成

高強度コンクリートよりなる柱及び梁に対するプレストレスの導入が、高性能かつコンパクトな部材製造を可能とし、長スパン化と階高の自由性の両者を可能とする。

5.2.3 建物機能と景観の向上

（1）実験室における間取りのフレキシビリティを確保するため、連続した大空間実験ゾーンとする。これにより研究内容の変化に伴う改修コストの削減を図る。

（2）柔軟な設備スペースを実現するために、中庭型のTS（テクニカルスリット）と称した設備専用の外部空間をすべての実験室に面する計画とする。またTSを囲い込まれた中庭型とすることで建物の景観的な配慮を実現する。PCaPC構造による床版については配管ピット方式（V断面プレキャスト床スラブ）を採用し、改修時に他実験室への影響が最小限となるよう計画する。

- (3) 外観は大きく張り出した庇を作り、研究室の安全性と居住性を確保し、快適な研究環境を実現する。また吉田キャンパスとの連携性を持たせるため同系色のアースカラーのタイルを用いる。



写真-5.2.1 A棟と中庭コミュニティ空間



写真-5.2.2 B及びC棟全景



写真-5.2.3 桁行骨組みとV断面プレキャスト床システム



写真-5.2.4 架構組み立て状況

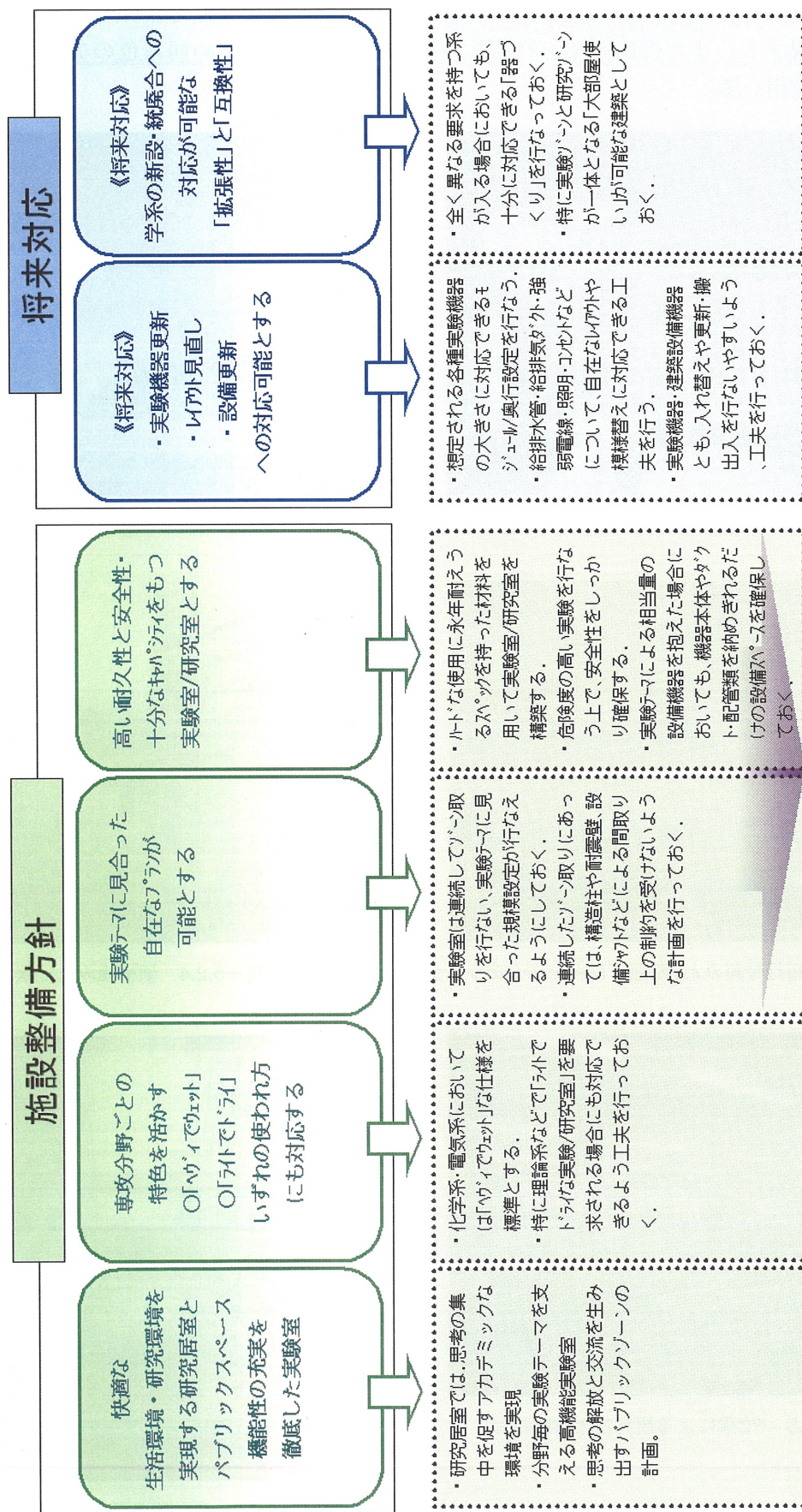


写真-5.2.5 PC梁による研究室大空間確保



写真-5.2.6 建物間のテクニカルスリット

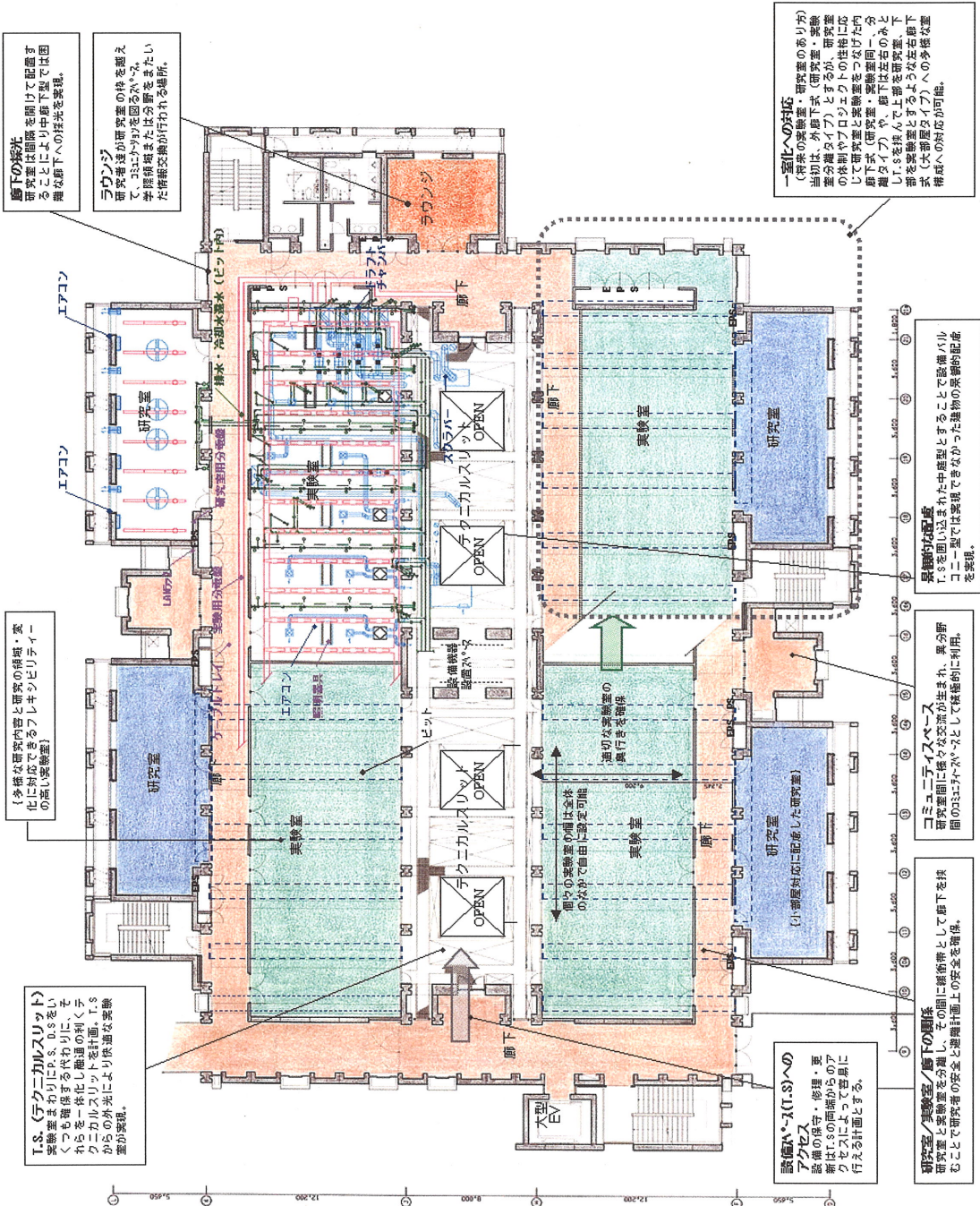
専攻共同実験室/分野研究室の基本的な考え方



～フレキシビリティの高い先端技術フィールド・自然環境との調和・系や分野を超えた融合
そして人と人との交流が生み出す「新たな科学の地平線」～

平面計画 基本的な考え方

1. 実験室における間取りのフレキシビリティを確保するため、連続した大空間実験ゾーンをつくる。これにより、研究内容の変化に伴う改修コストの削減を図る。
2. 柔軟な設備スペースを実現するために中庭型のT.S. (テカニカルスリット) と呼ばれる設備専用の外部空間をすべての実験室に面する計画とする。
3. 中庭型のT.S. は、設備シャフトを外部に露出することになる設備バルコニー型と比べて景観的にも優れたシステム。
4. 実験室群の外周には廊下をめぐらし、さらにその外側に研究室配置。
5. 研究室は間隔をあけて配置することにより、その間にコミュニケーションスペースを配置し、同時に廊下への採光を確保。
6. 将来のフレキシビリティとして、廊下の位置を実験室のT.S.側にシフトさせることにより、研究室と実験室を一室とした利用にも対応可能。

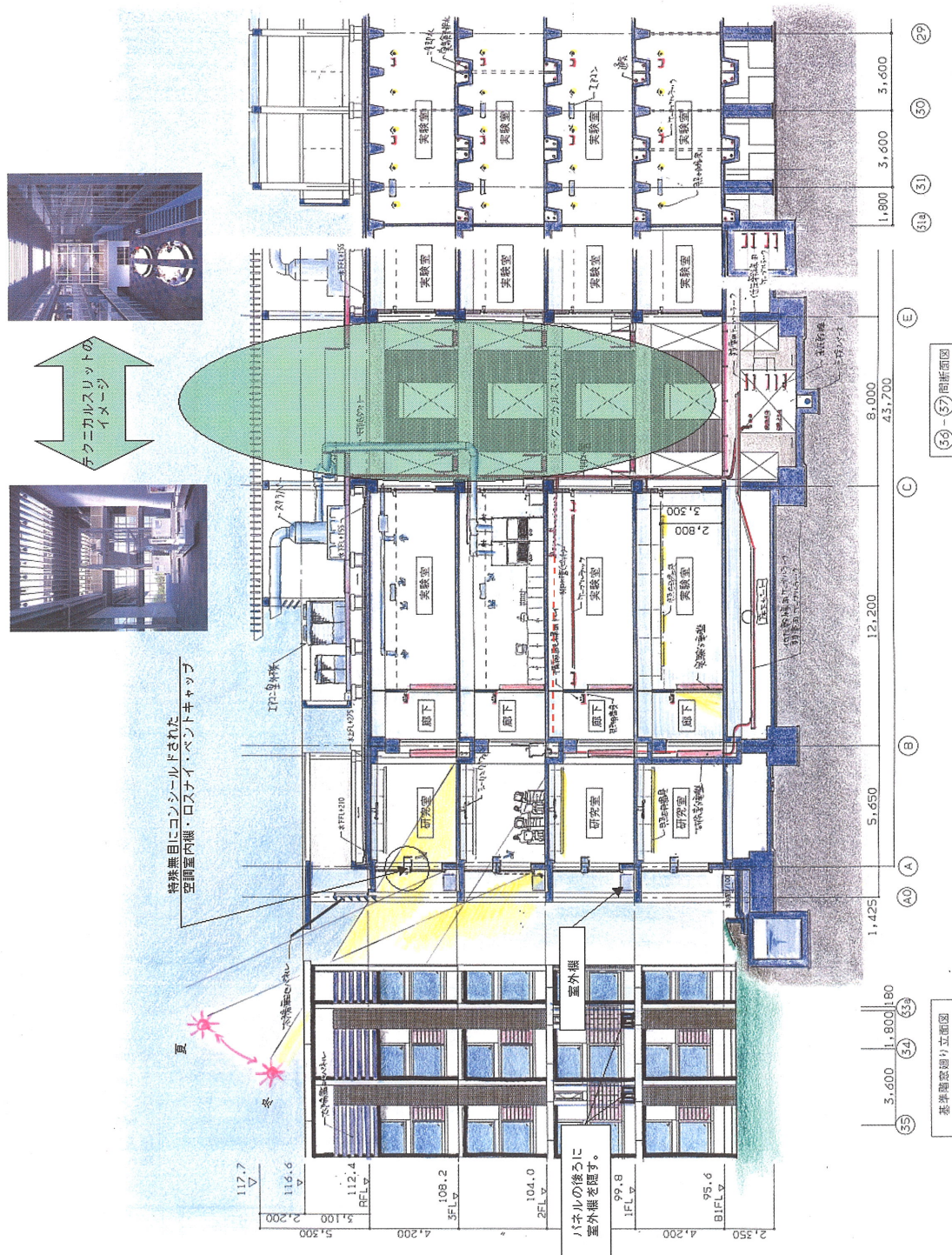


実験室には配管類のメンテナンス・増設・更新を考慮し、天井を張らないことを原則とする。

実験室には配管類のメンテナンス・増設・更新を考慮し、天井を張らないことを原則とする。

実験室の仮想天井高は余裕を持たせた2.8mとし、仮想天井内梁下寸法は、ドラフトチャンバーの将来増設等によるダクトの横引きなどを考慮し0.6mの高さを確保する。

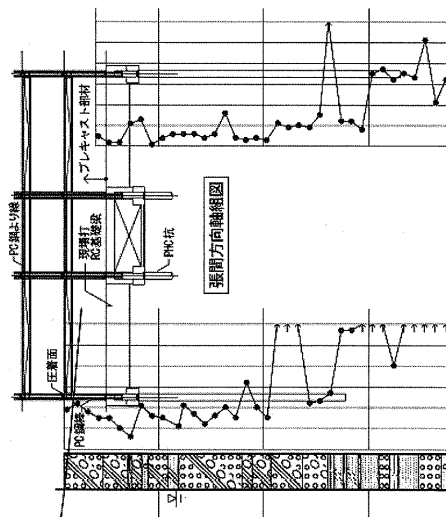
梁成は構造梁検討から0.8m必要である。
これらのことから本計画の階高は、
 $0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 2.8\text{m} = 4.2\text{m}$
と設定する。



構造計画

■ 基礎構造

- 基礎底-10m~27mの堅地盤に既製杭により支持
 - ・敷地は丹波層群、大阪層群からなる起伏のあった原地形を切盛土工によりなりだかな斜面とした造成地盤。
 - ・総合研究棟Ⅰ、Ⅱの敷地内で行ったボーリング調査によると計画基礎底直下にはN値5~20程度の盛土またはやや緩い大阪層群が存在する。
 - ・大阪層群の各地層は連続性に乏しいが、支持層とみなせるN値40程度以上の地層は、基礎底-10m~27mの範囲に出現する。
 - ・安全性と経済性を考慮し、大阪層群のうちN値の高い地層に既製杭(PHC杭)により建物を支持させる。
 - ・基礎・基礎梁は現場打ち鉄筋コンクリート構造とする。



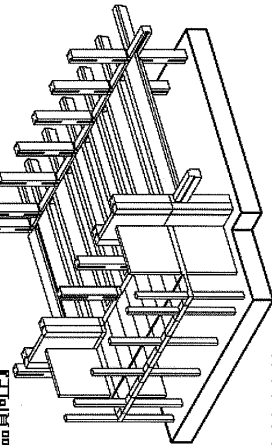
■ 上部構造 - 桂キャンパスにおけるPCaPC構造の採用

採用理念

- 地域環境との共生
 - ①周辺街区住宅の良好な環境との共生
 - ②地球環境保護
- 施設水準と時代
 - ③システマ化された建築計画との整合
 - ④ロングライフな構造躯体
 - ⑤厳しい高さ制限のもとでの豊かな空間の確保

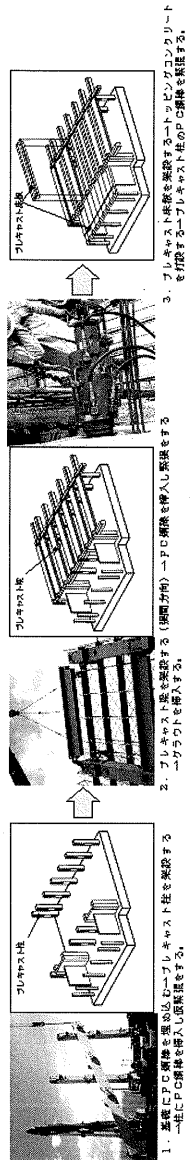
安全性、経済性に加えて建築総額の環境影響・100年建築を支える構造を考え、PCaPC(プレキャストプレストレストコンクリート)構造を採用する。

耐久性の高い部材
『施設の高品質向上』
コンパクトな部材で
階高の自由性向上



システム化された部材
→施工の省力化
『時間コストの削減』
クリーンな現場・環境保護

プレキャスト部材の架設手順



1. 基礎にPHC鋼管杭を打ち込み、プレキャスト柱を架設する。一階にPHC鋼管杭を打ち込み、プレキャスト柱を架設する。
2. プレキャスト梁を架設する(側面方向)。一階にPHC鋼管杭を打ち込み、プレキャスト柱を架設する。
3. プレキャスト梁を架設する(側面方向)。一階にPHC鋼管杭を打ち込み、プレキャスト柱を架設する。

PCaPC構造採用の効果

- 地域環境との共生
 - ①躯体工事により発生する周辺環境への影響を削減
 - ・現場の作業、工事車両、ゴミ、騒音、振動、粉塵が大幅に削減。
 - ・クリーンな作業による住民生活への環境配慮。
 - ・交通渋滞等、住民生活への影響の回避。
- 地球環境の保護
 - ・両洋材合板型枠を使用せず、コンクリート製、産業廃棄物、アルカリ排水を大幅に低減。(環境マネジメントシステムの運用)
- 施設水準と時代
 - ③施工性の向上、省力化による工期の短縮
 - ・経費の『時間コスト』の削減
 - ・同一部材の繰り返しを徹底。製作段階からプレキャスト構造のメリットを活かす。床ピット板も工場製作。
 - ・現場での作業が省力化され工期短縮により経費の『時間コスト』の削減。
 - ④ロングライフな構造躯体・施設の品質向上
 - ・プレストレスの導入により、ひび割れの発生しない構造。工場製作なので密着なコンクリートの打設などの品質管理を徹底、劣化の少ないタフな構造。
 - ⑤コンパクトな部材。自由度の豊かな空間を形成
 - ・プレストレスの導入、高強度コンクリートが高性能かつコンパクトな部材を形成し、長スパン化と階高の自由性を両立。

付録：

fib State-of-the Art Report on

"Seismic Design of Precast Concrete Building Structures", Bulletin 27の紹介

本State-of-the Art Reportは、渡邊史夫先生（京都大学）と2004年11月3日に急逝されたRobert Park先生（ニュージーランド・カンタベリー大学）を主査とした*fib* Task Group 7.3 Prefabricated / Prestressed structures for earthquake resistanceによってまとめられたものである。本報告書をまとめるにあたっては、かなり長い時間がかかっている。最初に会合を持ったのは、1999年4月京都であった。その後、2000年2月ニュージーランドのクイーンズタウン、2000年9月サンフランシスコ、2001年5月ローマ、2002年2月メキシコのカンクンでの会合を経て、2002年10月、*fib*2002大阪コンGRESの際に*fib*からの出版物として認められ、2003年に発刊された。

報告書作成が始まった頃は、Task Group 7.3 Prefabricated Concrete in Seismic RegionsとTask Group 7.4 Prestressed Concrete in Seismic Regionsに分かれており、活動は一緒に協力して行うが、報告書はそれぞれで出版する予定であった。しかし、議論している過程で、日本ではプレストレストコンクリート建築では、全部ではないにしても、ほとんどプレキャストPCとなるので、ふたつの内容を分けて報告書とすることは困難であるとの認識に至った。そこで、Task Groupも統合して*fib* Task Group 7.3 Prefabricated / Prestressed structures for earthquake resistanceとし、1冊の報告書を作成することとなった。報告書のタイトルには、"Prestressed"が入っていないが、プレキャストプレストレストコンクリートに関する項目が多く含まれている。

報告書作成の方針として、実務家の方々にも使っていただけるものとするのがあった。したがって、あまりにも学術的な項目は省かれることとなった。イタリアローマ大学のPinto先生のForewordにもあるように、"... the main destination of the document is the cultured professional with some experience in precast construction wishing to enlarge his view over the international scene and its latest developments."（主な対象は、プレキャスト建築に幾分かの経験がある専門家で、国際的な視野を持つことと、最新の技術情報を得たいと考えている人たちである）。さらには、"It is not a manual, and less so a catalogue of precast systems. It is not an operative design guide, either, and it could not have been, due to the substantial differences in the design approaches still existing in the different countries, whose coverage would have required the size of an encyclopedia."（これはマニュアルでもないし、プレキャストシステムのカatalogでもない。これは、また、設計指針でもない。国によって大きく異なる設計手法のために、そのカバーする範囲は、百科事典の大きさを必要とするくらいであろう）。

なお、本報告書の使用言語は、Park先生の強い意見もあり、"English"であり、アメリカ英語とは単語の綴りなどが多少異なっている。

また、本書は、*fib*のウェブサイトから注文することが可能である。

<http://fib.epfl.ch/publications/fib/27/>

値段は、CHF110（約1万円）となっている。

全11章からなる目次を見ると以下のような内容となっている。

1 Introduction

--- はじめに

1.1 General

プレキャストコンクリート建築において重要な項目を挙げている：

・施工者の熟練度、施工の各段階における力の流れ、揚重の限界と利用可能性、工場と現場における誤差精度、運搬距離、重量および大きさの限界、支保工

1.2 Scope of the report

1.3 Advantages and disadvantages of incorporating precast and prestressed concrete in construction

プレキャストプレストレストコンクリートの利点と欠点を挙げている。

利点として：

- ・工期の短縮 - 建物を早期に使用でき、利払い負担が軽減される
- ・プレキャストプレストレストコンクリート部材の高品質 - 工場生産であることと、高品質な材料の使用による
- ・耐久性の改善 - 高い施工性とプレストレス導入によるひび割れの抑制
- ・現場での労働力の節約 - 熟練現場労働者の減少に対応できる
- ・現場での型枠工事の減少
- ・プレキャストコンクリート部材の接合方法としてポストテンションは便利な方法 - ポストテンションによりプレキャスト部材を一体化できる
- ・地震時の損傷を抑えることが可能 - プレストレストコンクリート構造物は地震後の残留変形が小さく、ひび割れも閉じる

欠点として：

- ・プレキャスト部材を接合する経済的で有効な方法を開発する必要がある。これによって地震力に抵抗し、構造物の一体性を確保することができる - プレキャストプレストレストコンクリートを利用した耐震構造物のすべての面をカバーした設計と施工に関する基準が必ずしもあるとは言えない。
- ・プレキャスト部材を接合するための施工法は広く普及しているとは言えない。施工はよい品質管理の下で行われなければならない - 過去の地震被害に見られるように、劣った技量でのプレキャスト部材の接合は、プレキャスト構造物の壊滅的な破壊につながる
- ・重量のあるプレキャスト部材を吊り上げるには大容量の揚重機が必要となる
- ・比較的小さな施工誤差で施工しなければならない - プレキャストコンクリート建築をうまく施工するには、設計者、プレキャスト部材製作者と施工者が寸法の変化と施工精度に関して十分理解していなければならない
- ・もし、地震荷重によってPC鋼材に塑性引張りずみが発生した場合には、特に付着のあるPC鋼材を利用している場合、プレストレス力が失われるかもしれない - 付着のないアンボンドPC鋼材を利用すればこの問題を克服することが可能である

1.4 Performance criteria

現場打設の鉄筋コンクリート建物と、プレキャスト建物は同じ性能レベルが適用されるとして、4つの性能レベルを挙げている：

Fully Operational: 地震後もほとんど損傷なく、通常通り使用可能である

Operational: 小さな損傷を受け、一部重要でない機能が使用できなくなるが、他はほとんど使用可能である。

Life Safety: 中破から大破程度の被害を受けるが、人命に対する安全性は確保される。

Near Collapse: 人命が危険に曝され、大きな被害を受けるが、倒壊だけは避けられる。

1.5 State of precast construction practice

Canada, Chile, Italy, Japan, Mexico, New Zealand and USAでのプレキャスト建築に関する現状がまとめられている。

1.6 Design approaches

Canada, Chile, Italy, Japan, Mexico, New Zealand and USAでのプレキャスト建築の設計に関する現状がまとめられている。

1.7 Acceptance procedures

Japan, New Zealand and USAにおける、現行基規準でカバーされないプレキャスト建築、あるいは新材料に対する認定法がまとめられている。

2 Lessons from previous earthquakes

--- 過去の地震被害からの教訓

2.1 Introduction

2.2 Performance of well-designed, well detailed precast and prestressed concrete structures

1985年メキシコ地震、1988年アルメニア地震、1995年兵庫県南部地震、1999年トルコ・コジャエリ地震における、良好に設計されたプレキャスト建築物の状態が簡潔に報告されている。

2.3 Improper design detailing of ductile elements

1988年アルメニア地震と1999年トルコ・コジャエリ地震において、靱性部材があまりうまく設計されていない場合の被害例が示されている。

2.4 Inadequate diaphragm action

1994年ノースリッジ地震と1999年トルコ・コジャエリ地震において床版がダイアフラムとしてうまく機能しなかった例が示されている。

2.5 Poor joint and connection details

1976年中国タンシャン地震と1999年トルコ・コジャエリ地震の被害から、接合部がうまく設計されていない例が示されている。

2.6 Inadequate separation of non-structural elements

非構造部材の被害例が示されている。

2.7 Inadequate separation between structures

1985年メキシコ地震において、建物同士が地震の揺れによって衝突し被害を受けた例が示されている。

3 Precast construction concepts

--- プレキャスト建築の考え方

3.1 Types of elements in structural systems incorporating precast concrete

プレキャスト床版、梁、柱、梁と柱からなるT字やキ字型のユニット、壁について簡単にまとめられている。

3.2 Types of connections between precast concrete elements in moment resisting frames and structural walls

"Equivalent monolithic (一体打ち同等であり、プレキャスト部材接合部は、母材よりも強くなければならない)"と"Jointed (接合部は、母材よりも弱く、地震時にはEquivalent monolithicとは異なる挙動を示す)"に関して解説されている。Equivalent monolithicでは、接合部を降伏させない"strong connection"と、降伏を許容するが十分な靱性を持つ"ductile connection"が挙げられている。Jointed systemにおいても同様の分類が接合部に関してなされるが、他の部分よりも弱い接合部となり、塑性変形能力も期待できないので、建物自体も地震時に弾性範囲内で応答するように設計される。ただし、Jointed systemにおいても塑性変形を期待できるような接合部を作製することができる。これは、アンボンドPC鋼材を用いた、いわゆる"Hybrid systems"と呼ばれるもので、大きな塑性変形にも追従できる。

3.3 Tolerances, fabrication and erection issues

プレキャスト部材の製作、製作誤差、現場での組み立てに関してまとめられている。

3.4 Materials and quality assurance

グラウト接合、溶接接合、ボルトによる接合、ポストテンションによる接合に関して記述されている。

3.5 Serviceability considerations

温度の影響、クリープと乾燥収縮、耐久性、および、耐火性に関してまとめられている。

4 Design approaches

--- 設計法

4.1 Performance objectives and limit states

Serviceability (使用性)、Damage control (損傷制御、修復性)、Collapse prevention (or survival) (倒壊防止、安全性)が挙げられ、これらに対して、どのような項目、例えば、最大応答変形などが、関係するのかがまとめられている。

4.2 Representation of ground motion

地震荷重として、加速度や速度スペクトル、加速度、速度、および変位の時刻歴が簡単にまとめてある。

4.3 Capacity design

Capacity designでは、塑性変形させる部材あるいは部分を決め、その部分は必要な塑性変形をさせるように詳細設計する。その他の部分は、弾性範囲にとどまるように十分な強度を与える。このようなCapacity designの考え方をCanada, Europe, Japan, New ZealandそしてUSA各国の設計基準がどのように取り入れているかが表にまとめられている。Capacity design発祥の地であるニュージーランドでは、当然、全項目に対して基準が対応しているが、アメリカの基準では、対応している項目が最も少ない。また、Capacity designに必要となる規格強度、平均強度、超過強度の考え方などもまとめられている。

Capacity designに関する各国のコード比較

Country:	Canada	Europe	Japan	New Zealand	USA
Global Behavior					
Explicit identification of nonlinear mechanism of response	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Story mechanisms prevented	No	Yes	Yes	Yes	No
Collectors designed for mechanism overstrength	No	Yes	Yes	Yes	No
Diaphragm shears and moment strength taken from mechanism overstrength	No	Yes	Yes	Yes	No
Foundations designed for mechanism strength, or foundation-rocking mechanism explicitly identified	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Ductile moment frame design					
Beam shear strength exceeds beam flexural overstrength	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Column shear strength exceeds column flexural overstrength	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Inelastic dynamic amplification of column moments and shears, including bi-directional seismic effects	No	No	Yes	Yes	No
Shear force in beam-column joints taken from overstrength of beam plastic hinging	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Bond strength of bars passing through beam-column joints exceeds flexural overstrength	No	Yes	Yes	Yes	No
Lap splices permitted at column ends only if column end does not yield	No	No	No	Yes	No
Tension-shift effect considered for length of confined region of columns	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Ductile wall design					
Wall shear strength exceeds flexural overstrength	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Inelastic dynamic amplification effects for wall shear	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Tension-shift and higher-mode effects considered for curtailment of wall longitudinal reinforcement	No	Yes	No	Yes	No
Sliding shear failure prevented	No	Yes	No	Yes	No

Canada: CSA A23.3-94

Japan: 1999 AIJ Allowable Stress Standard, 1988 AIJ Ultimate Strength Guidelines, and 1997 AIJ Inelastic Displacement Concept Guidelines. The standard used depends on the scale and height of the building.

New Zealand: 1992 SNZ loading code and 1995 SNZ concrete code

USA: 2000 NEHRP seismic provisions and 2002 ACI concrete code

Europe: Eurocode 8, Draft No.6, January 2003 (Ref. No: prEN 1998-1: 200X)

4.4 Precast structural systems and expected response

一体打ち同等型、jointed hybrid（アンボンドPC鋼材によるポストテンションと普通強度鋼材の組合せ）、jointed rotating（アンボンドPC鋼材によるポストテンション）、および foundation rocking（基礎回転型）に関して、構造形式の例と地震荷重に対する応答例が示されている。

4.5 Detailing for ductility

靱性挙動を保証するための設計に関して、降伏機構などの建物全体に対する考慮事項と、部材の詳細設計に対する項目が示されている。ここでも、一体打ち同等とJointed systemsに分けて記述されている。

4.6 Demand versus capacity assessment

ここでは、force-based design（力に基づく設計）とdisplacement-based design（変位に基づく設計）の比較がなされている。設計手順の違いを次表のようにまとめている。

力に基づく設計	変位に基づく設計
1. 有効初期周期を計算	1. 設計変位を計算あるいは設定
2. 5%減衰加速度スペクトルより弾性時の必要強度を算定	2. 等価粘性減衰を評価
3. 地震荷重低減係数あるいは靱性率を決定	3. 変位スペクトルから有効周期を算定
4. 設計地震荷重を算定	4. 有効剛性と設計荷重を算定
5. 塑性ヒンジでの部材応力を算定	5. 塑性部分（塑性ヒンジ）での部材応力を算定
6. 変位制限に対する応答変位をチェック。もし、必要ならば、剛性が大きくなるように設計し直し、1へ戻る。	6. 等価粘性減衰をチェックし、必要ならば、3へ戻る。
7. 弾性挙動を期待する部分には、塑性化させないために必要な強度を与える。	7. 弾性挙動を期待する部分には、塑性化させないために必要な強度を与える。

最後に、付録として、Priestleyらが提案するDirect Displacement-based Designがまとめられている。

5 Lateral force resisting systems

--- 水平力抵抗システム

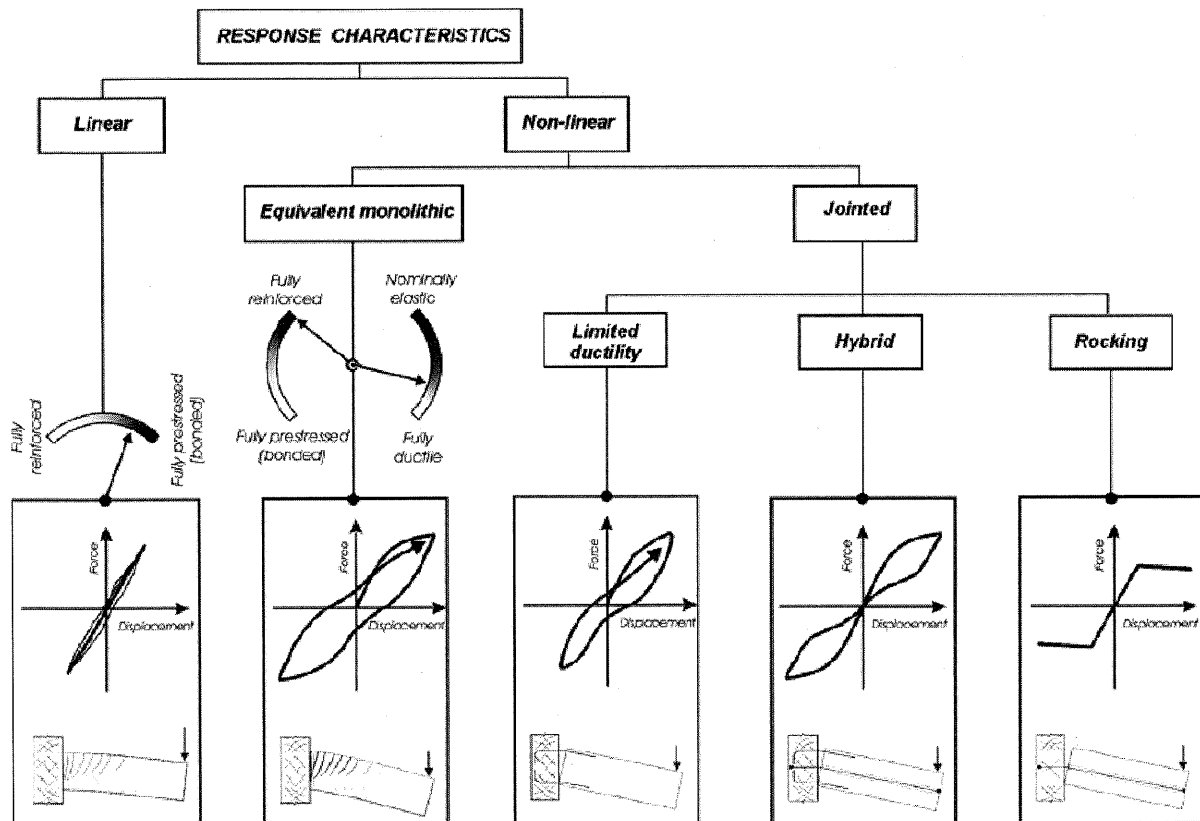
5.1 Introduction

5.2 Moment resisting frames

5.2.1 Member partitioning

5.2.2 Classification

ここでは、地震荷重に対する応答によって下図のように5種類の形式に分類している。



まず、弾性応答するシステムと弾塑性で応答するシステムに分ける。弾塑性応答システムは、さらに、一体打ち同等システムとJointed systemに分けられる。Jointed systemは、塑性変形を小さく抑えるLimited ductility（制限靱性）、アンボンドPC鋼材によるポストテンションと、履歴エネルギー吸収を期待して配置される普通強度鋼材を組み合わせたHybrid systemと、ほとんど履歴エネルギー吸収が期待できないRocking systemに分けられている。上図に示されるように、Hybrid systemでは、残留変形が小さいにもかかわらず、履歴エネルギー吸収もある程度期待できるという、いわゆるflag shape（旗のような形）の履歴曲線となっている。

5.2.3 General seismic design approaches for buildings incorporating moment resisting frame systems

降伏機構などがまとめられている。特に、梁が降伏することにより梁自体が伸び、柱を降伏させることもあることが示されている。これには、梁の伸びにより柱の回転角が増えることと、梁降伏が先行するような梁と柱の曲げ耐力比率となっていたとしても、柱が梁の伸びを拘束することにより梁の曲げ耐力が上昇し、柱が降伏する可能性があることを指摘している。

5.2.4 Design practice

日本建築学会「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説（2002）」とニュージーランドCentre for Advanced Engineering「Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings」に記載されているプレキャスト構工法が写真とともに紹介されている。

5.3 Structural wall and dual systems

構造壁に関しても柱梁骨組と同様に分類が示されている。また、アメリカとニュージーランドにおける各種プレキャスト構工法が実例によりわかりやすく紹介されている。

5.3.1 Member partitioning

5.3.2 Classification

5.3.3 General seismic design approaches for buildings incorporating structural wall systems

5.3.4 Design practice

5.3.5 Dual systems

壁と柱梁骨組を組み合わせた構造をDual systemと呼んでいる。このように組み合わせて利用することにより、地震時における優れた変形制御と履歴エネルギー吸収が可能となる。壁の大きな剛性により水平変位を抑えることができるし、また、柱降伏による層崩壊を防止することもできる。

6 Diaphragms

--- ダイアフラム（床版の設計）

6.1 Introduction

ダイアフラム作用とは次の2つを指している：

- (1) それぞれの階で水平力を耐震要素（壁や梁柱骨組）に伝達する
- (2) 耐震要素を一体として働くようにする

6.2 General concepts of diaphragm behaviour

ダイアフラム作用の概要、設計法の概要と考え方が示されている。

6.3 Precast floor systems

プレキャスト床の施工法と種類がまとめられている。

6.4 Seating requirements for precast floor units

プレキャスト床版施工の際、床版ユニットを梁にどのようにどれだけ載せなければならないかがPCIやニュージーランドでの例を挙げて解説されている。

6.5 Service load effects

常時荷重下での要求性能、地震時の挙動に常時荷重がどのように影響するかなど

6.6 Seismic design procedures for diaphragms

プレキャスト床版の耐震設計法が、ニュージーランド基準（NZS）、アメリカのUBC（Uniform Building Code）、IBC（International Building Code）、NEHRP（National Earthquake Hazards Reduction Program）を挙げて、設計用外力、解析法などがまとめられている。

6.7 Diaphragm reinforcing

プレキャスト要素同士の接合法、溶接金網、繊維コンクリートによるトッピングについて書かれている。

6.8 Seismic detailing of diaphragms

地震荷重を受けるプレキャスト床版の詳細設計がまとめられている。

6.9 Diaphragm stiffness considerations

床版は通常、剛床として仮定されるが、実際にはその剛性を考慮しなければならないこともある。その評価方法などがまとめられている。

6.10 Proposed seismic design approaches for precast diaphragms

2つの設計法が挙げられている：弾性設計（詳細な設計を必要としない）と性能規準を取り込んだ設計（詳細設計を行う）

7 Gravity load resisting systems

--- 鉛直荷重抵抗システム

7.1 Introduction

本章では、水平方向変位を受けるが、大きな水平抵抗力は持たないプレキャストシステムを対象としている。

7.2 Continuity

7.3 Beam supports

7.4 Column connections

7.5 Walls

8 Foundations

--- 基礎

8.1 Introduction

8.2 Socket foundations

掘っ立て柱タイプのプレキャスト柱について解説されている。

8.3 Pile foundations

1995年兵庫県南部地震での杭基礎の被害についてまとめられている。

9 Modelling and analytical methods

--- モデル化と解析手法

9.1 Introduction

9.2 Alternative connection solutions

アンボンドPC鋼材と普通強度鉄筋を組み合わせるHybrid System（柱梁骨組と壁）について記載されている。

9.3 Alternative modelling approaches

特にHybrid Systemを利用したとき、平面保持が適用できないアンボンドPC鋼材に対する解析法がまとめられている。断面をいくつかの層に分割し、それぞれの層に応力-ひずみ関係を設定する、いわゆる層分割法と、曲げモーメント-曲率あるいは回転角関係のモデルを部材端に適用する方法が紹介されている。PC鋼材の量とプレストレス力の大きさ、および、普通鉄筋の量により履歴特性を残留変形の大きなRC型から、残留変形は小さいがある程度履歴エネルギー吸収も期待できるflag shape（旗のような形）へと変化させることができることが解析的に示されている。壁に関しても、アンボンドPC鋼材による復元力を利用したシステムに対して、一自由度系としての取り扱い、質点系への変換などが記載されている。

9.4 System displacement compatibility issues

ここでは、地震荷重による繰返し载荷を受けた場合に梁が伸びることと、床版（ダイアフラム）と水平力抵抗システム（梁柱骨組や壁）との相互作用を解析的に取り扱っている。

9.5 Analytical methods

線形解析、線形動的解析、非線形解析、非線型動的解析が簡単に紹介されている。

また、付録として、材料レベルでのモデル化で特にPC部材の解析に必要なPC鋼材の応力－ひずみ関係と、PC鋼材とグラウトとの付着－すべり関係がまとめられている。

10 Miscellaneous elements and structures --- その他の部材と構造

10.1 Introduction

10.2 Shells and folded plates

10.3 Stairs

10.4 Architectural cladding panels

11 Conclusions

--- むすび

道路橋のアセットマネジメントについて －計画的管理、コスト縮減、耐久性－

国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路研究部 橋梁研究室

室長	玉 越 隆 史
主任研究官	渡 辺 陽 太
研究官	廣 松 新

はじめに

道路橋分野の整備・管理における現在のシステムは、道路網の一般的な整備状況と同様、戦後の急激なモータリゼーションに緊急に対応し、効率的に大量の橋を生産するという時代環境に適応したものである。このシステムは、橋梁整備がほぼゼロであった戦後直後から今日に至るまで効果的に機能し、多くの成果を挙げてきた。

このような大量生産システムにより建設されてきた道路橋梁群は、その建設年次に応じた経年劣化を引き起こしており、今後、これらの橋梁群を良好な状態に維持管理するシステムを構築し、効果的に機能させていく必要がある。すなわち、これまでの「新規建設」に特化した橋梁生産システムから、更新・補修も含めた「統合的な資産管理システム（アセットマネジメントシステム）」への転換が求められている。この要求に対応するために、国土交通省および国土技術政策総合研究所（以下、国総研）では、道路橋のアセットマネジメントシステムの構築を進めている。

本稿では、我が国における道路橋のアセットマネジメントの現状について、その概要を理解していただくことを目的に、まず、道路橋の置かれている現状と将来予測について概説した後、現在構築中のアセットマネジメントシステムに関して、システムの基本的な考え方とその枠組みについて述べる。次に、システムに関連した技術開発の動向を紹介した後、国総研橋梁研究室が実施してきた研究課題の中から、特にプレストレストコンクリート（以下、PC）道路橋の耐久性および維持管理関係の課題について紹介する。最後に、道路橋のアセットマネジメントの観点から、現在PC道路橋分野で求められる技術の方向性について考察する。

1. 日本の道路橋の現状

道路橋分野において、アセットマネジメントが検討されている背景には、日本の道路橋が置かれている厳しい現状がある。ここでは、道路統計年報¹⁾を整理したデータに基づき、道路橋の現状と将来予測について概略を述べる。

（1）橋梁数の現況

高速自動車国道、一般国道、都道府県道および市町村道のすべての道路について、橋長2 m以上の橋は、2002(平成14)年4月現在で672,909橋ある。高速自動車国道を除く一般道路の実延

長が約115.8万km、橋の数が665,923カ所、橋の延長が約10,348kmだから、全国で平均すると、道路の延長1,739mごとに橋長15.5mの橋が1カ所ある勘定になる。

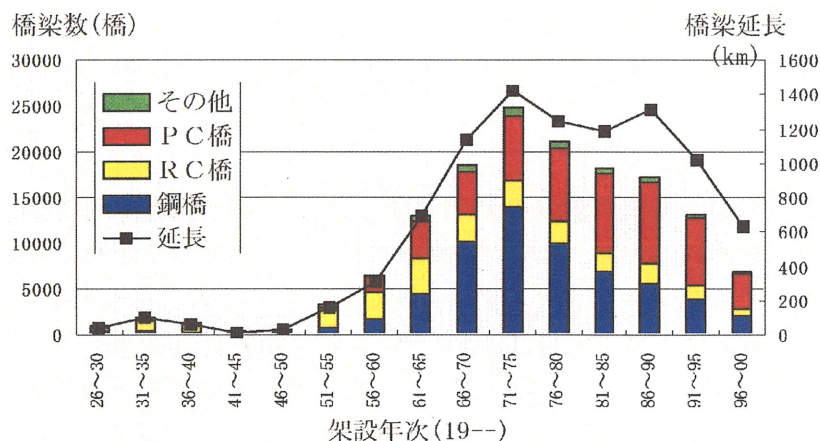
2003年度の道路統計年報によると、橋長15m以上の橋の数は14万を超えている。橋種別（材料による区分）では、鋼橋、PC橋がそれぞれ39%、これにRC橋18%が続く。その他は、鋼とRC橋、または鋼とPC橋との混合橋と、わずかながら現役として残っている石橋と木橋である。

これを道路種別で見ると、一般国道では鋼橋の箇所数の割合は48%と半数近くを占めるが、都道府県道、市町村道では鋼橋の割合は40%弱に減少し、コンクリート系橋（PC橋、RC橋）の割合が大きくなる。高速自動車国道では、PC橋、RC橋、鋼橋の順にほぼ1/3ずつで、一般道路に比べ際立った特徴を示している。高速自動車国道でRC橋が鋼橋よりも多いのは、一般道路と比較して橋長が長い高架部で、RC橋の連続橋（床版橋）を多く採用しているからと考えられる。

構造形式別に見ると、桁橋と床版橋の数が94%を占め、次いでラーメン橋、アーチ橋、トラス橋の順位で続いている。前述のように高速自動車国道で床版橋の多いのが特徴的である。

（２）架設年次別内訳

図－１に、現在供用中の橋について、架設年次毎の内訳を示す。第二次世界大戦前後の橋の数は激減していることが伺える。戦後をみると1950年代半ばから道路整備の進歩に歩調を合わせて橋の数は急増している。しかし、1970年代前半から後半にかけての石油ショックおよびそれに伴う公共事業の抑制などの影響を受けて、この時代に架設された橋は減少している。



図－１ 架設年次別道路橋数の推移

我が国では、道路橋の耐用年数として一般に言われている50年を超えて、現在もなお供用している橋（1950年以前架設）が約6,000橋で全体の約5%存在している。この時代の道路橋は、老朽化や機能上の理由などで更新済みのものも相当あると考えられるが、一方で維持管理を十分に行えば、一般に言われる耐用年数を超えても供用が可能であることを示す好例といえる。

今後の道路橋の維持管理を考えていく上では、道路橋の耐用年数を一律に50年と決めるのではなく、実際の道路橋の耐用年数を適切に評価した上で、その期間に発生する費用、すなわちライフサイクルコスト（以下、「LCC」）の最小化を図る必要がある。道路橋の耐用年数（寿命）とLCCについては、次項で簡単に説明する。

(3) 道路橋の寿命(耐用年数)とライフサイクルコスト

1) 道路橋の寿命(耐用年数)

橋をはじめとする構造物の寿命は、経済的寿命と機能的寿命、物理的寿命の3つに分類される。

経済的寿命は、構造物の性能を低下させない、あるいは低下した性能を向上させるために要する費用(維持管理費用)と更新に要する費用を勘案し、引き続き供用するよりも更新する方が経済的との判断から決まる寿命である。これには法的償還年数や管理者の判断などが密接に関係する。

機能的寿命は、時代の変遷とともに構造物に期待される機能を果たせなくなり、道路改良などを行う等、機能の改良に伴う更新がなされるまでの寿命である。

物理的寿命は、構造物の物理的な性能低下、構造材料の劣化、それに伴う部材抵抗の低下など、構造力学的な構造物の寿命である。

この3つの寿命の中の1つでも寿命が尽きたときには、構造物の更新(もしくは撤去や供用中止)が必要となる。したがって、構造物の耐用年数は、この3者のうちで最短のものに合致することになる。以下、本稿において、単に「寿命」と表記するものは、この耐用年数を表す。

道路橋の寿命に関しては、「減価償却資産の耐用年数等に関する大蔵省令」等を根拠に、一般に50年と考えられているが、国土交通省が定期的実施している橋梁の架替えに関する実態調査結果を分析したところ、道路橋の寿命は、建設年代によって傾向に違いがあることがわかってきた。

図-2は、道路橋の建設年代と寿命の関係について概略的に示したものである。物資が不足していた第二次世界大戦中から戦後直後にかけての橋梁の寿命は、概ね30~40年と短かったが、その後、ほぼ一貫して延び続けている。近年建設された橋梁は、平均して100年程度の寿命を有するものと推定される。これは、戦後、地震被害や様々な損傷を経験しながら、順次、耐久性に係わる基準類の見直しが行われてきたことが大きな要因であると考えられる。

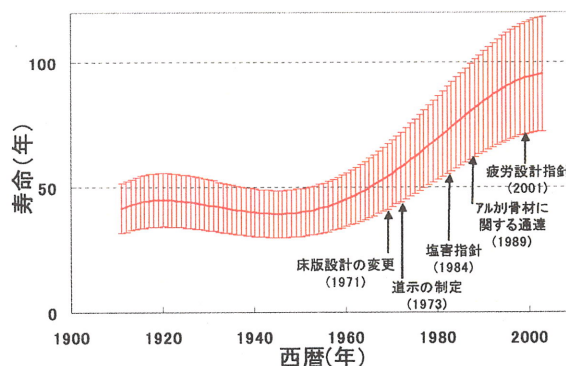


図-2 道路橋の寿命の変化と設計基準の変遷

2) ライフサイクルコスト (LCC)

ライフサイクルとは、特定の用途を持つ財についてその供用が開始された時点から、経年的に部材、部品の劣化、老朽化による機能低下が生じ、財のサービス水準が低下し、それが供用限界に達して撤去に至るまでの期間を指す。橋は、運用され、維持管理され、最終的に撤去される。この間に要する費用としては、建設初期費用、維持管理費用、さらに撤去更新費用が必要となる。これらの合計費用をライフサイクルコスト (LCC) という。

$$LCC = I + M + R$$

LCC : その構造物の生涯にかかる費用の合計 (年当たり)

- I : 初期コスト (Initial Cost)
 M : 維持管理コスト (Maintenance Cost)
 R : 更新コスト (Renewal、Reconstruction Cost)

I,M,Rのバランスは、財の種類により異なり、どの要素（コスト）を小さくするのが最適かについては、対象となる財によって異なるのが一般的である。

たとえば、携帯電話のように、性能あるいは機能（P：パフォーマンス）の進化が早い初期費用が割と安価なものは、維持管理（M）に過大な費用を投資するより、適宜更新（R）する方が得な場合がある。

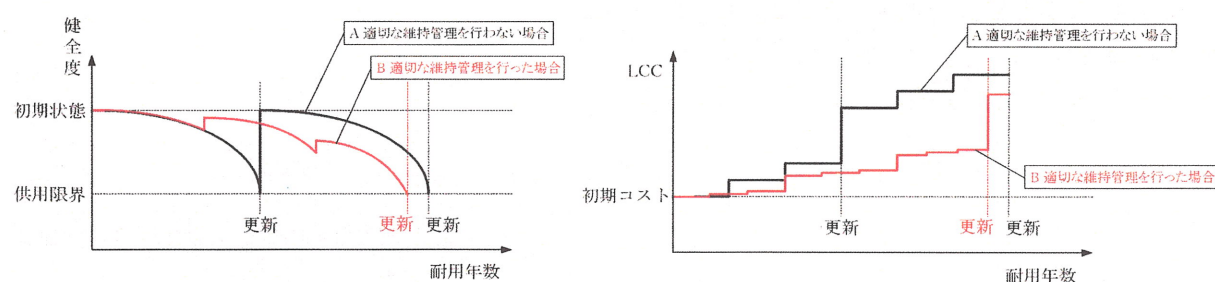
一方、橋梁のような大型構造物の場合、I、Rが非常に大きく、橋の架替えなどで生じる社会的損失（Pのマイナス分）も大となり、ケースによっては、Mを追加投資してもPの向上がさほど期待できない場合が多々ある。また、橋梁の劣化は時とともに加速度的に進行し、Mコストが加速度的に増大することとなる。

したがって、橋梁マネジメントでは以下の2点が重要となる。

- ①新設橋では、長寿命（R不要）で劣化の少ない、手（M）のかからない橋を建設する。
- ②既設橋では、長寿命化（R不要）補強を行うか、補修作業が少ない劣化の早期の段階で適切に補修する（Mが少）。

上記②は、「予防保全」とも呼ばれ、LCCを最小化するのに有効な手段である。

図－3 に、橋の耐用年数、健全度、LCCの相関の概念図を示す。以下に示すとおり、「A. 適切な維持管理を行わない場合」と「B. 適切な維持管理を行った場合」の比較では、後者の方が更新までの耐用年数が長く、LCCも低く抑えることが可能である。



図－3 橋の耐用年数、健全度、LCCの相関概念図

2. 道路橋のアセットマネジメントの枠組み

1.で述べたように、既に膨大な量に達した道路橋ストックを、限られた予算と人員のもとで適切に維持管理して、将来にわたり道路網のサービス水準を維持していくためには、道路橋をデータに基づき予防保全的に管理するとともに長寿命化を図ることで、道路橋のLCCを低減させていくことが必要であり、それを実現させるために、現在アセットマネジメントシステムの構築が進められている。

アセットマネジメントとは、一般に用いられる場合は、個人の資産をリスクや収益性から勘案して適切に資産配分を行う活動のことをいうが、道路橋の管理手法としてのアセットマネジ

メントは、「個人の資産」を「社会資本」とみなし、その社会資本の効率的な運用とライフサイクルコストの縮減を図っていこうとする考えをいう。今後、財政事情が逼迫する中で、社会資本ストックのマネジメント技術の向上が重要となっており、道路管理手法にアセットマネジメントを導入する取り組みが始まっている。

国土交通省および国土技術政策総合研究所でもアセットマネジメントへの取り組みを始めている。以下に、それぞれの考え方について述べる。

(1) 国土交通省

「道路構造物の今後の管理・更新のあり方に関する検討委員会」(委員長：岡村甫高知工科大学学長)において、加速化する道路構造物の老朽化に対し、現行の対処療法的な維持・補修を将来も続けた場合に起きる財政的な負担の増加が予測されること、補修・更新工事に伴う交通規制等の社会的影響も大きくなるとの問題が挙げられている。

このため、更新時期の平準化も睨みつつ、補修・更新費用の最小化、構造物の延命化を目指し、管理の高度化を図るとともに、社会的影響の少ない計画、工法等の検討を行う必要があるとしている。また、総合的なマネジメントシステムの基本フレームを提示するとともに、検討課題として、以下の項目を挙げている。

- ①アセットマネジメント導入による総合的なマネジメントシステムの構築
- ②ライフサイクルコストを考慮する設計・施工法の確立
- ③構造物の総合的なマネジメントに寄与する点検システムの構築
- ④新たな管理体制の構築
- ⑤技術開発と専門技術者の養成
- ⑥支援策と制度の整備
- ⑦情報提供と住民参加

上記検討委員会の報告を基に、平成16年度の道路関係予算概要では、政策テーマ別施策の「3. 安全 ～安全で安心できる暮らしの確保～」の「更新時代への対応」として、「高度成長期に多数建設された道路構造物について、「延命化」による更新時期の平準化、維持管理から更新までのトータルコスト縮減を図るため、道路構造物の総合的資産管理システム（アセットマネジメントシステム）を構築するとともに、同システムを支援する技術開発や体制等の整備を図る」としている。

目標値として、「平成19年までに道路構造物保全率（橋梁）を93%まで向上」を掲げており、実現に向けた以下の項目を挙げている。

- ①道路構造物の総合的資産管理システムの本格導入
- ②損傷原因別の健全度評価、劣化予測手法等の開発

なお、平成16年度としては、「道路関係予算概要」のなかで、維持修繕事業費として5,875億円を掲げている。

(2) 国土技術政策総合研究所 橋梁研究室

国総研橋梁研究室では、上記の省としての基本的な考え方・枠組みに基づき、関係各機関との連携を図りながら、科学的な道路資産管理に関する研究を実施している。ここでは、科学的な道路資産管理システムの概念と枠組みについて簡単に紹介する。

1) 基本的な考え方

これまで述べて来た通り、科学的な道路資産の基本的な考え方は、道路橋をデータに基づいて予防保全的に管理するとともに、長寿命化を図ることにより、道路橋のLCCを低減させることを目的としたものである。

予防保全効果を表す具体的な例としては、コンクリート床版の補修補強工法がある。損傷が軽微な段階では、炭素繊維や鋼板接着といった軽微な補修で済むが、損傷が進むと、上面増厚工法や取替えのように、交通規制を要する大規模な工事が必要となる。したがって、長期的な視点で考えると、損傷の早い段階で対策を講じるほど、コストが小さくなるのが過去の知見から明らかになっている。

2) 意志決定レベルと管理システム

道路橋の管理においては、行政各機関の位置づけや、役割に応じて、それぞれ実行される意志決定の内容が異なる。したがって、管理施策の検討や判断に必要とする情報も、それに応じて異なったものとなる。

図-4に、行政の意志決定レベルと、必要とする情報の関係の概念を示す。より上位の機関では、保全水準や投資規模の最適化計画等の総合的な施策が検討され、直接構造物を管理する現地の事務所のような機関では、個別橋梁等の構造物に対するより具体的管理施策として、補修補強工法の検討や、工事実施の優先順位の検討などが立案される。

このように、道路資産管理システムには、それを活用する機関や施策の性格などにも応じて必要な出力が求められることに注意しなければならない。現在、国総研橋梁研究室においても、国内の道路橋管理の実態に対応して、どのようなシステムが構築しうるかについて継続的に研究を進めている。

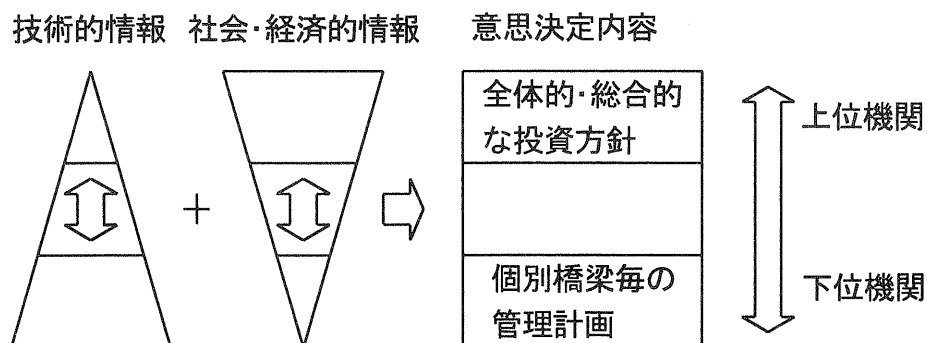


図-4 行政の意志決定レベルと必要とする情報

3) 道路橋資産の管理システム

図-5に、道路橋資産の管理システムの一般的な構成と各構成要素に関連した技術開発項目を示す。システムは、点検等のデータの蓄積、健全度評価、劣化予測、資産評価、投資シミュレーションと計画立案等の様々な部分から構成されており、その高度化にあたっては、多様な関連技術の開発が重要な鍵を握っている。

現在、国土交通省では、例えば、地域的な予算バランスの評価、全国的な維持管理水準の現状把握と将来予測、各橋梁に対する補修補強対策の優先順位の決定といった様々な切り口から道路橋の計画的な管理を支援できるよう管理システムの検討を行っている。概念的には、橋梁群に対する投資のあり方について、よりマクロ的に管理の最適化を支援するものと、比較的小規模な橋梁群について、補修補強等対策の優先順位づけやLCCが低減できる管理シナリオの立案を支援するようなミクロ的なものがあると考えられる。将来、システムを高度化させていく中で、管理におけるマクロ的な部分とミクロ的な部分の役割分担を明確にしていくことを視野に置いて、現在は、システムの早期確立を目指して精力的に検討が行われている。

4) マクロ的なシステムの活用例

道路橋資産の管理システムを、全国的な維持管理水準の決定のようなマクロ的な検討において活用する事例を紹介する。

全国のMICHIデータに登録されている橋梁を対象に、健全度を良好な状態から劣悪な状態までⅠ～Ⅴの5段階に区分し、今後、事後保全的に健全度の低いものから順に対策を施した場合（ケース1）と、予防保全的に健全度Ⅲとなった橋梁に対して対策を施した場合（ケース2）それぞれについて、橋梁の健全度区分毎の橋数比率および維持管理費用の推移を試算した。図-6に、試算結果を示す。

マクロ的な維持管理水準や予算バランスを管理することにより、予防保全的な維持管理を行うことができ、将来の維持管理負担のピークを平準化できることを示している。

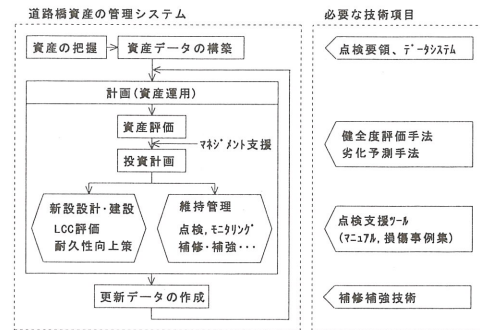


図-5 道路橋資産の管理システムの構成

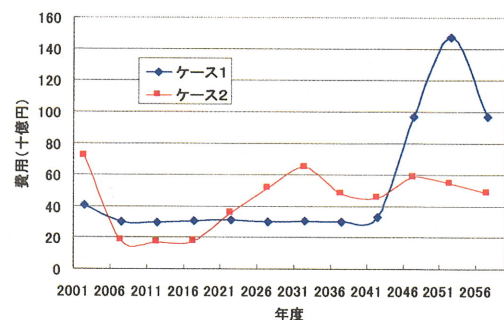
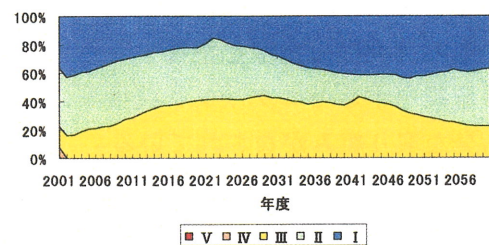
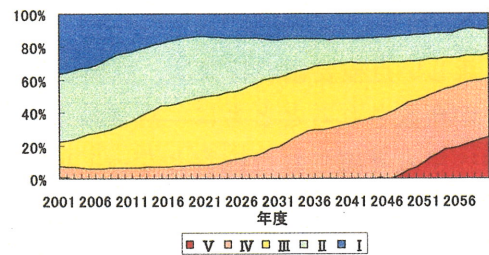


図-6 システムの活用例

3. 道路橋のアセットマネジメントに関連する技術開発の動向

2. で述べたように、アセットマネジメントシステムは、点検等のデータの蓄積、健全度評価、劣化予測、資産評価、投資シミュレーションと計画立案等の様々な部分から構成されており、その高度化にあたっては、多様な関連技術の開発が重要な鍵を握っている。

ここでは、点検、診断高度化や、劣化予測手法等の関連技術の開発動向を紹介する。

(1) 点検、診断の高度化

科学的な道路資産管理を実施する上で、基礎データを取得するための橋梁点検は極めて重要なものである。道路橋の点検は、これまで昭和63(1988)年に土木研究所資料として発刊された「橋梁点検要領(案)」(以下、「点検要領」)に基づき実施されていたが、平成16(2004)年3月に点検要領は改訂され、道路局より通達されている。

新しい点検要領の特徴は、点検項目については、従来と変わらないものの、「診断」という項目が新設されるとともに、点検技術者による総合的かつ長期的な診断、データ蓄積のあり方についても考慮された内容となっている。これによって、橋梁点検が単にデータを記録するだけの行為ではなく、その結果をふまえ、今後、どのように行動すればよいのかの指針を与える実効性の高いものを目指している。

一方、点検、診断を適切かつ効率的に実施するためには、要領によって、点検の体系、情報の質を規定する他、点検を支援するツールの整備も不可欠である。例えば、鋼部材、コンクリート部材内部の状況を把握するための非破壊検査技術、構造物の変状の発生の検出、進展状況の監視をするモニタリング技術等に関して、独立行政法人土木研究所など、産学官の各分野で活発な取り組みがなされている。

(2) 劣化予測手法の設定

LCCを考慮して最適な投資時期や規模を決定するためには、塗膜の劣化、コンクリート床版の疲労、コンクリート部材の塩害といった代表的な損傷、劣化現象に対して、定量的な劣化予測、対策の評価を行うことが重要となる。現状では、損傷のメカニズム等が、完全に解明されていない場合も多く、既往の実績に基づいて、標準的な補修周期や補修による回復レベルを設定している。将来的には、劣化メカニズムを反映させることによる予測精度の向上や、確率論的な将来予測手法の導入を検討していく予定である。

4. 耐久性と維持管理に係わる国総研橋梁研究室の研究課題

ここでは、道路橋の耐久性および維持管理に関して、国総研橋梁研究室が実施してきた研究課題の中から、特にPC道路橋関連の課題について紹介する。これらの研究成果の一部は、道路橋示方書をはじめとする各種技術基準類へ反映されるとともに、アセットマネジメントシステムに反映される予定である。

(1) ミニмумメンテナンスPC橋に関する研究

1) 研究の背景と枠組み

ミニмумメンテナンス（以下、「MM」）橋とは、建設省土木研究所橋梁研究室（当時）によって提案された概念である。土木研究所橋梁研究室では、最小限の維持管理行為を前提として原因が明らかな耐久性喪失要因に対して技術的・経済的に一定水準の対策を施すことで、道路橋では非常に長期の耐久性を確保することも可能であることを示した。これを実現し、LCC最小化を実現させる橋をMM橋と定義し、鋼橋に関してMM橋のパンフレットを作成した。鋼橋におけるMM化の方策としては、塗装等の防食や付属物など、一般に更新を必要とするものについて、従来の一般的な手法より長期の耐久性を確保できる技術を適切に採用することとしている。これによって、本体構造物の長期耐久性が確保されると同時に、メンテナンスに係る総費用も抑制でき、LCC最小化が実現するものとしている。

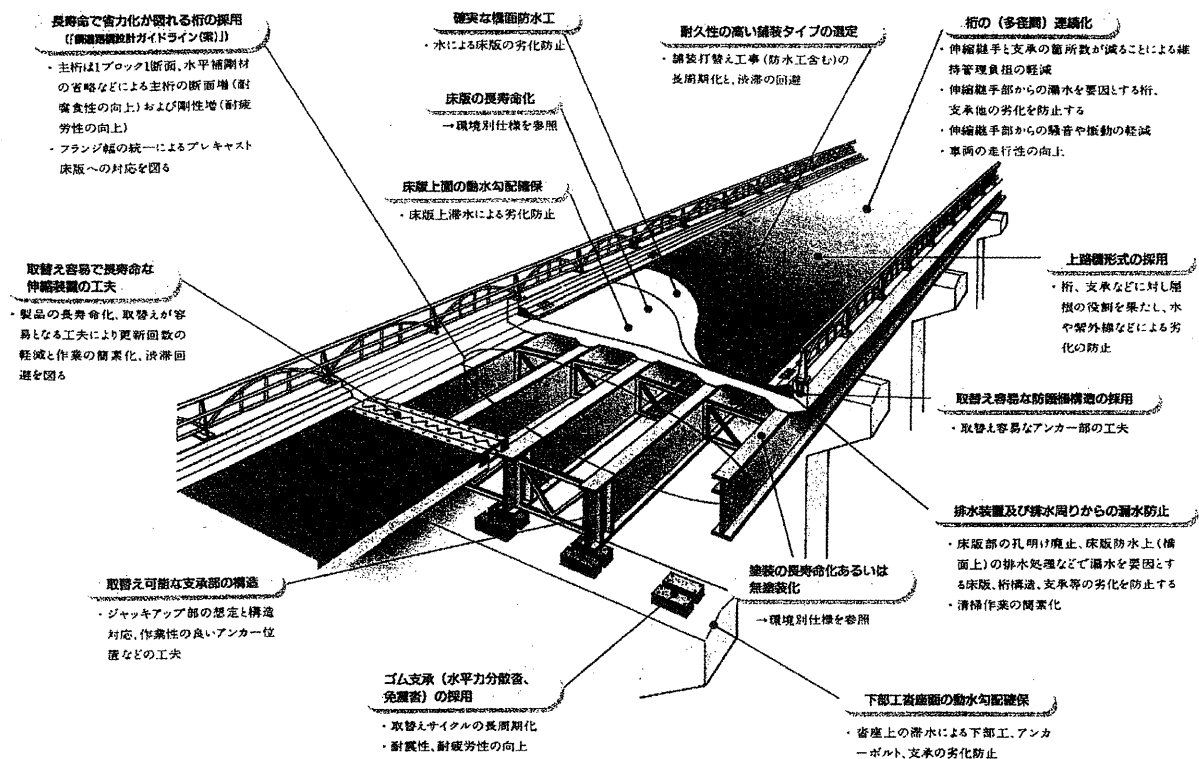


図-7 ミニмумメンテナンス橋のイメージ

一方、コンクリート構造物であるPC道路橋は、従来「メンテナンスフリー」といわれてきていた。しかしながら、塩害や床版の劣化、かぶりコンクリートの剥離など、近年の様々な事象から、メンテナンスが不要なのではなく、必要なメンテナンスを放棄あるいは放置してきた結果、架替えざるを得なくなった事例も報告されていた。

そこで、PC橋においても、鋼橋と同様に、維持管理負担を抑え、LCC最小化を図るための具体的方向性が提案できれば、道路橋に関するコスト縮減に有効であるとの認識と、コンクリー

ト部材の塩害に関しては、これまでの対策では、例えば100年間といった長期的な耐久性を確保するためには不十分である可能性が高いという認識のもとに、平成11年度から建設省土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会が共同で「ミニマムメンテナンスPC橋(以下、「MMPC橋」)の開発に関する共同研究」に着手し、以下のような検討を行った。

- ・ PC橋の劣化要因と劣化メカニズムの検討
- ・ PC橋のLCCの算出手法の検討
- ・ 塩害対策の検討
- ・ MMPC橋の概念の検討
- ・ 架橋環境に対応した、MMPC橋の具体例の検討

また、上記共同研究と連動する形で、平成11～12年度の建設省技術会指定課題「コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究」において、コンクリート橋の維持管理費用および撤去費用の実態と、その背景となる損傷実態や維持管理実態を把握することを目的に、各種の実態調査を行った。

さらに、上記の検討とあわせて、国総研橋梁研究室において、国土交通省所有の道路管理データベース(MICHI)を活用した耐久性に関する分析も行っている。

これらの研究の主な成果としては、MMPC橋の提案と、道路橋示方書の塩害対策規定の改訂がある。以下、その概要について述べる。

2) ミニマムメンテナンスPC橋の提案

①MMPC橋の概念の整理

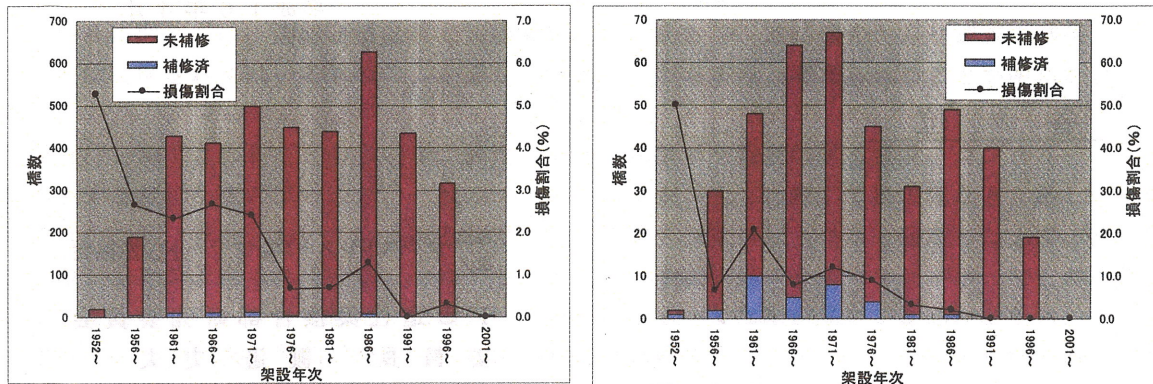
MMPC橋の概念を、要求事項の形で以下のように整理した。

- | |
|-----------------------|
| I) 施工品質の確保 |
| II) 本体構造の高耐久化 |
| III) 付属物の高耐久化 |
| IV) 将来の維持管理に配慮した構造の採用 |

先に紹介した、鋼橋におけるMM橋と比較すると、上記I) 以外は、鋼橋、PC橋とも共通する事項であり、MMPC橋のポイントとなるのは、I) 施工品質の確保である。以下、その理由を述べる。

過去の調査結果より、海洋からの飛来塩分の影響を受けない地域に架橋されたPC道路橋は、概ね健全な状態を保っていることがわかっている。例えば、平成12年に行ったMICHIシステムによるPC橋の補修事例調査によると、海洋からの飛来塩分の影響を受けない一般環境下のPC橋においては、図-8(左図)に示すように供用年数が30年～50年程度を経過した橋梁の中で、補修を要するような変状を呈した橋梁は、2～3%程度であった。

また、図-8(右図)に示すように、海洋からの飛来塩分の影響を受ける塩害環境下のPC橋では、その対策指針がとりまとめられる1984年以前においては、比較的短期間でかなりの割合の橋梁が補修されている。



図－8 補修したPC橋の割合（左図：一般環境下、右図：塩害環境下）

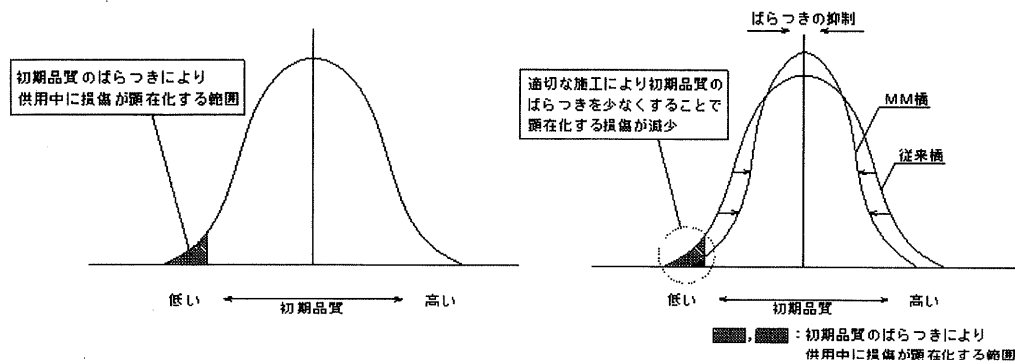
早期に補修が必要となった一部のPC橋では、鋼材のかぶり不足やコンクリートの締固め不良などの施工時に起因する初期欠陥が見られることが多い。いずれの環境下でも、これらの施工的な要因で補修に至ると考えられる。特に、飛来塩分を受ける環境下において、これらの施工に起因する補修事例の他に、塩害対策が実施されなかった時代のPC橋に対しては、鋼材が著しく腐食したり破断したりして耐荷力を失い、早期に架替えに至る事例も生じている。

かぶりに関しては、国総研橋梁研で別途実施した、既設PC道路橋のかぶり調査の結果、概ねかぶりは確保されてはいるものの、かぶり不足箇所が存在すると考えられることが明らかとなった。

場所打ち施工されることの多いPC橋は、温度や乾湿が常時変化する環境、コンクリートをはじめとする材料品質のばらつき、一般のコンクリート構造物に比較して多工種など、厳しい条件下で行われる。設計においては、ある程度の施工誤差や品質のばらつきを想定した上で、許容応力度の安全率が設定されている。それでも、想定外の環境作用やヒューマンエラーなどの不具合が生じた場合には、設計で想定した耐久性を阻害するような欠陥が発生する恐れがある。これまで建設されたPC橋に問題が発生した事例の割合は比較的小さいものの、将来の維持管理負担を縮減するためには、この点の改善を図ることが重要である。

また、これまでの検討結果より、PC橋の場合、厳しい塩害環境下以外では、現状の設計基準に基づいて設計すれば、橋梁本体は各種耐久性喪失要因（中性化、アルカリ骨材反応、凍害、化学的浸食、疲労）に関しては、理論上は十分長期的な耐久性を有すると考えられることがわかっている。すなわち、技術基準類の改訂によって道路橋の耐久性が向上する余地は小さいものと考えられる。

以上のことから、MMPC橋を実現させるためには、施工品質のばらつきを抑制することで、PC橋本体の耐久性を確保することが重要であると認識し、これをMMPC橋への要求事項の柱の一つとした。図－9に、MM橋の効果の概念図を示す。適切な施工により、初期品質のばらつきを少なくすることで、供用期間中に顕在化する損傷が減少するものと考えられる。また、施工品質のばらつきを少なくできるのであれば、全体の品質確保目標を低減でき、耐久性の確保、コスト縮減の観点から合理的な橋梁の建設が可能となる。



図－9 施工品質のばらつき抑制による効果の概念図

施工品質のばらつきを抑制するための具体的対策に関しては、構造形式や、架設環境などの諸条件を個々の橋梁ごとに適切に考慮し、良好な施工品質確保に必要な対策の費用対効果や、将来、補修補強が必要となる可能性とその費用、飛来塩分等に対する要素技術の導入などを考慮することになる。これらは、個々の技術者の判断に委ねられている。

すなわち、上記Ⅰ)～Ⅳ)の要求事項から、維持管理負担が最小化され、長期耐久性が確保されるものを抽出することが個別の橋梁ごとのMM実現化の方策であると考ええる。

なお、施工品質のばらつきは、コンクリート橋のみの問題ではなく、鋼橋でも重要な問題である。MM鋼橋の研究においては、鋼橋本体に用いられる鋼材は、材料的なばらつきが小さく、溶接等の継手部を除けば施工品質のばらつきも小さいため、これらに起因する初期品質のばらつきもまた小さいものと考えられていた。また、初期品質のばらつきがLCCに及ぼす影響は、例えば塗装の塗り替え費用がLCCの及ぼす影響と比較すると小さいと判断されたため、初期品質のばらつきの影響は、LCCを算出する上では考慮されていなかった。

しかし、近年になって、鋼橋における溶接部、ボルト接合部、隅角部の疲労損傷事例が多く報告されてきているほか、塗装の維持管理を大幅に低減できるとされる耐候性鋼材においても所要の品質が確保できていないケースが報告されてきている。すなわち、鋼橋においても確実な設計、施工が行われない場合、LCCに支配的な影響を及ぼすことが認識されてきている。

したがって、鋼橋のMM化を現在の知見から改めて検討し直した場合、PC橋と同様、施工品質のばらつき改善をLCCに適切に反映させることを検討していく必要があると考える。

施工品質の確保に関しては、これまでに他機関で検討された事例が少なく、対象とすべき内容が多岐に渡るため、ミニマムメンテナンスPC橋の検討においては、施工品質確保の重要性を明らかにするとともに、施工品質確保を行うための具体的な方策に関しては、別途、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究にて検討することとした。

②MMPC橋の具体例の提示

・MMPC橋実現のための具体策の検討

実際にMMPC橋を検討する場合には、上記で挙げられた概念を実現するための、より具体的な方策の検討を行う必要がある。共同研究においては、PC橋のLCC縮減に寄与すると考えられる方策を上記Ⅰ)～Ⅳ)の要求事項に対応させる形で整理した。表-1に、整理した内容を示す。

これらの方策の一つ一つが、LCC縮減にどの程度寄与するかに関しては、現時点では、定量的に評価できないものがほとんどである。したがって、PC橋のLCC縮減のために、どのような方策をとるかを決めるにあたっては、架橋環境や初期コスト増加分などを考慮した上で、各担当技術者の技術的判断(engineering judgement)が必要となる。橋梁研究室では、これら技術的判断を支援すべく、耐久性に関する各種データの収集整理を行い、積極的に発表していく予定である。

表-1 MM橋の具体的な方策の例示

		PC	
		型枠支保工	変形し難い型枠材、支保工 ・上層の設置 ・透明型枠
① 施工品質確保のための施工	鉄筋工	・保管場所の上層 ・検査の徹底 ・スーサ配置の改善 ・結束線の処理	
	コンクリート工	・受け入れ時単位水量の測定 ・締固め、養生の定量的な管理	
	グラウト	・有資格者による管理 ・事前に実物大充填確認実験	
	完成時検査	・かぶり、グラウトの非破壊検査	
② 本体構造の耐久性化	水セメント比の低減	・W/C=43%(σ _{ok} =40N)	
	高性能コンクリート	・高流動コンクリート ・高性能AE減水剤 ・膨張コンクリート ・高炉スラグ微粉末	
	かぶりの増厚	・70mmまで	
	塗装鋼材	・Eポ、ホリエレン塗装PC鋼材 ・プレグレートPC鋼材	
③ 付属物の高耐久化	防食シー		
	排水装置	・FRP製(排水粉) ・モリタ製(インサート)	
	舗装	・水抜きパイプ ・高耐久化(舗装、防水層)	
	アンカー(アンカーキャップ)	・樹脂コーティング、PEキャップ	
④ 維持管理に配慮した構造	伸縮装置	・高耐久化、取替え容易な構造	
	防護柵	・高耐久(取付け部)	
	地盤部	・高耐久化(強度、かぶり、塗装鉄筋)	
	多径間連続化(伸縮装置、支承部の削減)	・漏水、損傷、騒音の防止	
	打継目の減少	・腐食因子侵入の抑制	
	塩分のつきにくい構造	・隅角部少、鉄筋曲げ半径大	
	鋼材定着の後処理	・防水処理	
	伸縮装置、支承部の排水	・伸縮→非排水タイプ	
	打継目の防水処理	・支承→動水勾配 ・防水層、余盛り	
	はく落防止	・繊維シート	
	点検管理用設備	・予め点検足場を設置	
	PC鋼材	・外ケーブル	

③ライフサイクルコスト試算によるMMPC橋の効果の提示

Ⅰ) LCC算出の考え方の提示

これまでの橋梁建設では、初期建設費をミニマムにすることを念頭に計画が進められてきたが、今後LCC最小化の観点から、施工品質を確実に確保するための費用や劣化外力に対する耐久性向上に要する費用などを必要に応じて見込み、多少初期建設費が高くなったとしても、LCC低減を目指す方針に転換していくことが望ましい。

LCCの算出手法、評価手法に関しては、現時点で明確なルールは存在しない。また、意志決定のツールとしてLCCをどのように活用していくかによっても、最も妥当な算出・評価手法は変わってくるものと考えられるため、それらは個々の技術者の判断に委ねられている。

ここでは、算出手法の一例として、共同研究におけるLCC算出事例を紹介する。

・初期建設費：一般的な積算基準に基づき、概算費用を計上する。

ただし、施工のばらつきを小さくする対策に関する費用のうち、一般的な積算基準で対応できないものについては、技術的判断の上、別途概算で見積る。

・付属物取り替え費：ある一定の交換サイクルに従い、定期的に発生するものとして積算する。なお、この交換サイクルは、個別の橋梁および付属物の環境条件などによって可能な限り考慮した上で、最新の知見で最も信頼性が高いと考えられる値を使用した。

・点検費：各橋梁の維持管理計画に基づき、それに要する費用を積み上げる。

ひび割れやコンクリート塗装に対する点検や補修、更新など、維持管理行為を見込む必要がある場合には、維持管理設備の計画によっては発生する費用に大きな差が生じる。したがって、予め維持管理設備を設置する場合には、その費用を初期建設費として見込み、都度の点検・補修ごとに足場等を設置する計画の場合には足場の設置、維持、撤去等に要する全ての費用を維持管理段階の費用に見込むなど計画に基づいて適正な費用比較ができるようにした。

・補修補強費：供用期間中に発生する補修補強について、補修時期と補修内容（補修範囲や工法）を想定して発生する費用を計上する。

具体的な数値は、環境別損傷発生確率、補修・補強費用、補修・補強サイクルについてのデータをもとに、各橋梁毎に個別に判断して決定する。現時点では、これらのデータが不足しているため、今後、データの蓄積と分析を行い、信頼度を高める必要がある。

補修補強費の設定に関して、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（Ⅰ）では、LCC算出モデルの一例として、都市部では架橋後20年目（山間部は25年目）に中性化が鋼材腐食限界深さ（残存かぶり厚10mm）に達するとして最初の補修を行い、以後、都市部で50年間隔（山間部は60年間隔）で補修が実施されるサイクルを設定している。これらの数値は、既設橋の損傷状況調査結果等に基づいて設定したものであるが、これらは、あくまでLCC算出モデルのための仮の値として設定したものである。また、LCC算出の対象としたモデル橋梁は、供用中に損傷が顕在化すると仮定したものである。これらの設定した条件を一切考慮せず、報告書の数値のみが引用されている例があると伺っているのでご注意ください。何度も繰り返して恐縮だが、MMPC橋を実現するための方策やLCCの算出および評価をどう考えるかは、個々の橋毎に技術者の判断に委ねられているものである。個々の技術者、個々の橋梁に応じた適切なengineering judgementをなされることを期待したい。

Ⅱ）MMPC橋の実現によるLCCの低減効果

図-10は、標準的な施工をした場合のPC橋のイメージである。a または b の範囲にあるPC橋は、供用期間中になんらかの補修をし、補修費が発生する範囲を示す。a の範囲のものは、初期品質のばらつきが大きく、供用期間中に複数回の補修を施す例をイメージしているが、b の範囲のものは、供用数十年後に初期品質のばらつきにより補修費が発生するような損傷が生じるが、品質のよくないところを補修した後は供用期間中に補修費が発生しない例をイメージしている。

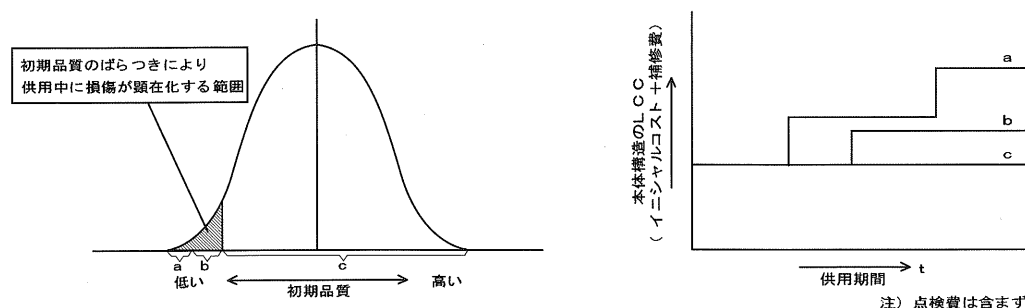


図-10 初期品質のばらつきとLCC（概念図）

図-11は、現在行われている標準的な施工のほかに、良好な施工品質を確保するために必要な対策や施工品質のばらつきを抑えるための対策を行い、MM化されたPC橋のLCCのイメージ図である。初期品質のばらつきを小さくするための対策を講じた結果、初期品質のばらつきの範囲はdとなり、供用期間中に補修費を発生させるような損傷は生じないことをイメージしている。

MMPC橋の初期建設費 I_2 が I_1 より多くなっているのは、品質のばらつきを小さくする対策を施しその費用を計上したからである。標準積算費用として計上しにくい対策を行うことも考えられるため、 $I_1 \leq I_2$ となる。

具体的なLCC算出事例に関しては、紙幅の都合もあるので本稿では省略させていただく。

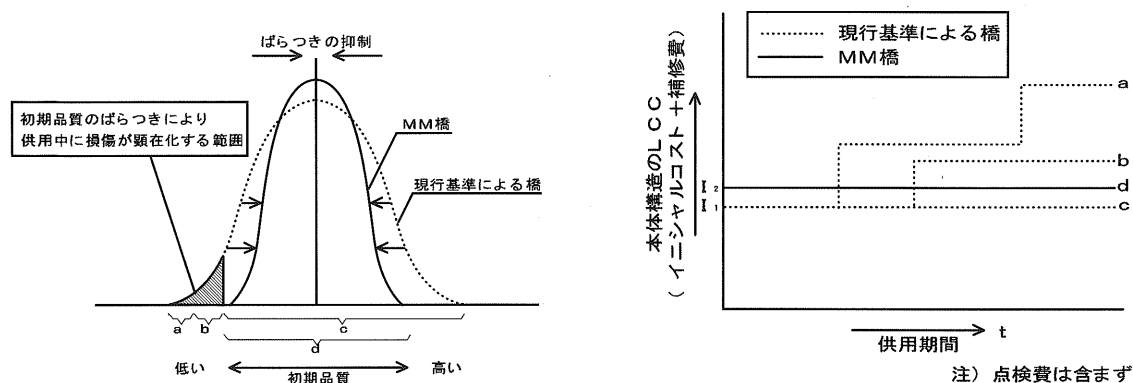


図-11 初期品質のばらつきとLCC（概念図）

3) 塩害対策規定の改訂

紙幅の都合もあるので、ごく簡単に紹介する。

PC橋を含むコンクリート橋の塩害に関しては、1970年代から損傷事例が報告され、1982年に当時の建設省土木研究所が中心となり全国的な塩害被害に関する実態調査が実施された。1984(昭和59)年には、実態調査結果を踏まえて「道路橋の塩害対策指針（案）」が課長通達され、塩害被害の抑制に一定の効果を上げてきた。しかし、海岸付近などの環境が厳しい地域では、長期的な耐久性を確保するためには、上記指針（案）の規定では対策が不十分であることが、2001年に実施した全国規模の塩害実態調査の結果や最新の塩害損傷予測手法などから明らかとなった。

そこで、平成14年の道路橋示方書の改訂において、目標とする年数を100年とした上で、塩害対策を規定した。具体的には、上記指針（案）の内容を一部強化する形で対策区分を変更するとともに、塩害の影響が大きく、かぶりによる対策だけでは十分な耐久性得られないと考えられる区分として、対策区分Sを新設し、塗装鉄筋またはコンクリート塗装の実施を行うこととした。

共同研究においては、研究開始当初より、塩害対策に特化して検討を行うワーキングを設置し、土木研究所コンクリート研究室（当時）が中心となって検討を行い、道路橋示方書塩害対策の原案を作成した。

(2) PC道路橋の施工管理に関する検討

MMPC橋に関する研究成果の一つとして、施工品質を確保することで、設計で意図した耐久性を実現させることが重要であることがわかった。一方、耐久性に関連して、設計基準を緊急に見直す必要は小さいと考えられる。すなわち、実際にPC橋のMM化を進めるための当面の課題は、いかに施工品質を確保するかにかかっている。

PC道路橋の施工時における品質確保の方策としては、

①完成した構造物の品質を直接チェックして、不合格なものを排除する。

②プロセス管理を行うことで、間接的に品質をチェックする。

の大きく2つの方向がある。理想的には、簡易かつ安価かつ確実な手法で、全ての部位部材で①ができればよいが、PC構造物の特性や現在の技術レベルを考えると、品質を完成後に直接チェックすることは不可能であるため、現時点では、②のプロセス管理を適切に行うことで、間接的に品質確保を図ることが現実的な手段であると考えられる。

橋梁研究室では、平成13～15年度に、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究を行い、良好な施工品質を、より確実に実現するための施工上の留意点や手続きと、それらが確実に実施されていることを保証するための施工管理手法のあり方について研究し、現在、研究成果のとりまとめ作業を行っている。

(3) 新技術評価に関する共同研究

近年、コスト縮減の観点から、JHを中心に外ケーブル構造や、床版をストラット等で補強した広幅員一室箱げた橋などの構造を合理化した新橋梁形式が開発され、採用されてきている。

新技術・新工法の採用においては、規準の適用範囲を逸脱することが多く、そのため、個別に検討会を設置したり、実験・解析等を行うことで評価が行われている。

しかしながら、新技術・新工法についての評価システムが不十分、一般化されていないため、提案されても採用されにくい状況にあるほか、十分な検討がされないまま採用される恐れもある。

そこで、橋梁研究室では、平成15年度より、(社)日本橋梁建設協会と、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会との3者で、新技術評価に関する共同研究を始めている。

共同研究においては、新技術・新工法を使いやすくするため、官民ともに支援できる体制を構築すべく、新技術・新工法に関する評価項目および評価手法の提案を目指しており、設計で検討すべき項目、要求水準、検証方法をガイドラインとしてまとめる予定である。

また、安全率や耐久性までを低減したり、構造的に合理化とはいえない形状等にすることでコスト削減が行われる恐れがある。これは、現在の積算体系が、新技術・新工法導入に対応しきれないことが原因の一つとされるため、積算体系や規準が障害になることがないか等もまとめる。

現在、鋼橋、PC橋とも、採用価値の高い技術、工法を選定し、それらの設計、施工、維持管理、コストに関する現状を調査している段階である。

今後の検討テーマとして、鋼橋→床版と鋼げたとの相関に関わる相互作用を考慮した設計の開発、少数主桁、開断面箱桁橋、細幅箱桁 PC→外ケーブル、リンクスラブ、スプライスPC橋、PCUコンボ橋、広幅員箱げた橋などを検討する予定である。

5. 今後の展開（今求められるPC技術）

ここでは、道路橋のアセットマネジメントの観点から、現在のPC道路橋に求められる技術について考察することで、本講習会の全体テーマである「今求められるPC技術」に対する筆者なりの回答とさせていただきます。

（1）プレストレス力の確認

アセットマネジメントの観点から考えると、実橋でのプレストレスレベルが、設計で想定した範囲内にあるかどうかを把握することが、橋梁の健全性を把握したり、将来の劣化予測を行うためには極めて重要である。しかし、簡便に実橋のプレストレス力を測定することは、現時点では極めて困難であり、今後の技術開発が期待されるところである。

（2）グラウトの充填

内ケーブルにおけるグラウト充填の問題は、確実に充填されていることを保証する観点からは、充填方法についても、事後の確認方法についても、決定打が出ないまま現在にいたっており、今後、技術開発を進めていく必要がある。

一方で、PCケーブルに求められる性能を明確にした上で、グラウトの要求性能を議論し、100%の充填が出来なくとも、ケーブルシステム全体として、要求性能を満足させていく手法を検討するという選択肢もあり得るので、性能規定化の検討の中で議論していく必要があると考える。

（3）塩害対策技術の開発とその評価手法の確立

平成13年の道路橋示方書改訂で、塩害規定が見直されたことについては既に述べた通りであり、かぶり増以外の塩害対策として、塗装鉄筋、コンクリート塗装、電気防食などの様々な塩害対策技術が開発されている。

しかしながら、対策技術が要求されるべき性能水準、およびそれを満足していることを評価・検証する手法が確立されておらず、採用が円滑に進まない状況が見られる。

国総研橋梁研究室では、各種塩害対策に要求される性能水準の設定と、その検証方法の確立を重要課題と位置づけ研究を進めており、成果を基準案として提案する予定である。これにより、民間企業等による技術開発が促進され、結果、PC橋のLCCが縮減することを期待している。

（4）アルカリ骨材反応（ASR）による変状への対応

ASRによるコンクリート部材の損傷については、近年、一部鉄筋が破断している場合もあるなど、深刻な被害が報告されており、変状を生じたコンクリート部材の耐荷性能の評価と、補修補強設計法の確立が緊急の課題となっている。

現在、各関係機関が連携して、実橋調査や、各種実験を進めており、変状を生じたコンクリートの物性変化、付着性状、プレストレス量の変化等の評価方法と、それらを考慮した補修補強設計法について順次成果をとりまとめていく予定である。

おわりに

本稿では、道路橋の現状と将来予測を概説した上で、道路橋のアセットマネジメントシステムに関して、システムの基本的な考え方とその枠組み、システムに関連する技術開発の動向を紹介した。また、国総研橋梁研究室の研究課題から、特にPC道路橋の耐久性および維持管理関係の課題について紹介し、最後に、道路橋のアセットマネジメントの観点から、現在PC道路橋分野で求められる技術の方向性について考察した。読者の皆様が今後の業務を遂行する上で、本稿が少しでも参考になれば幸いである。

これまで、日本においては、道路橋のマネジメントや維持管理といった課題に関する検討は、鋼橋分野が中心であった。そのため、PC橋に関して、点検、診断、補修補強といったマネジメント関連の技術開発が本格化したのは最近のことで、鋼橋分野に比べて、若干研究開発が遅れている感があることは否めない。しかし、本稿で述べた通り、橋梁数では、PC橋は既に鋼橋に追いついており、PC橋こそが今後の道路橋マネジメントの主役であるといっても過言ではない。今後は、PC橋が日本の橋梁マネジメント牽引していくよう、産官学が一体となって、各種課題に取り組む必要があり、筆者も微力ながら全力を尽くす所存である。

最後になるが、本稿の作成にあたっては、国総研橋梁研究室の交流研究員である、堀越直樹氏（オリエンタル建設㈱）、前交流研究員の志道昭郎氏（㈱ピーエス三菱）をはじめとする各位の多大なるご協力をいただいた。この場を借りて感謝の意を示す次第である。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局,「道路統計年報 2003」, 2003.10
- 2) 玉越, 中洲, 石尾, 武田,「道路橋資産管理に関する最近の施策動向と取り組み」,土木技術資料vol.46 No.11 pp22-27, 2004.11
- 3) 橋梁マネジメント研究会編,「道路橋マネジメントの手引き」, (財)海洋架橋・橋梁調査会, 2004. 8
- 4) 中谷, 玉越, 廣松,「PC道路橋の展開」, 土木技術第57巻10号, 2002.10
- 5) 中谷,「良好な道路資産管理に向けて」, 道路vol.756, 2004. 10
- 6) 玉越,「橋梁分野における道路資産管理の取組」, 道路vol.756, 2004.10

都市再生におけるPC技術の応用 —PC立体交差橋の提案—

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 PC立体交差橋検討委員会

1. はじめに

平成13年5月に、「環境、防災、国際化等の観点から都市の再生を目指す21世紀型都市再生プロジェクトの推進や土地の有効利用等都市の再生に関する施策を総合的かつ強力に推進する」ことを目的として、都市再生本部が内閣に設置された。その具体的施策として、「都市交通の快適性・利便性の向上」の一環として「道路交通円滑化の推進」を取り上げ、道路交通渋滞の緩和、路上工事時間の縮減を目標に掲げている。

この間、国土交通省、地方自治体などの事業主体から、立体交差化事業に関する事業説明と技術公募が行われてきた。これらの動きに呼応して、各社の交差点立体化工法の提案が数多く雑誌新聞誌上で発表されてきている。プレストレスト・コンクリート建設業協会では、平成15年度に取り組むべき重要課題として立体交差化事業へのPC橋の適用を掲げ、平成15年5月には、協会の特別委員会として「PC立体交差橋検討委員会」を設置した。

PC構造物は、本来の特性としてプレキャスト技術による急速施工と現場作業の最少化や多様な架設工法など、市街地の立体交差橋梁の施工に適した技術を有しており、数多くの立体交差事業に採用されてきた。本委員会では、いままでの多様なPC橋の適用実績を整理するとともに、現在の立体交差化に要求される新しい提案を行うべく検討を行った。本報告¹⁾は、現在計画されている立体交差化事業を鑑み、交差部の支間50m対応、6ヶ月以下の全体工期、施工時交通規制の最小化、環境負荷の低減、コスト縮減を目標とした総合的な検討結果を取りまとめたものである。

検討結果は、これまでの実績ある架設工法を応用し、プレキャストセグメント技術によって発展させた4工法を提案するものとなった。また、コストの評価手法として、国交省でも概念の整備が進んできている「外部コスト」を取り入れた総合的な評価も試行した。

期限の限られた本検討の結果は、全てにおける正解値を示したものではないが、今後の立体交差化事業へのPC橋の適用を検討する上での、一指標として参考となるものとする。

2. 実績調査

立体交差橋のこれまでの実態調査として、プレストレストコンクリート（PC）構造に関わる特徴ある施工事例、要素技術について、道路・鉄道に係らずアンケート様式にて調査を実施した。

2.1 調査内容

調査項目は、以下のとおりである。

- ① 工事（交差点）名、実施時期等
- ② 交差条件（立体路線および交差路線）
- ③ 施工条件
- ④ 構造形式および特徴
- ⑤ 資料（図面、工程表、施工時写真等）
- ⑥ 関連技術・工法内容（特許含む）
- ⑦ その他特記事項

表-2.1 調査結果（分類）

架設工法	調査比率
1) クレーン架設	29
2) 架設桁架設	20
3) 押出し架設	20
4) 張出し架設	11
5) 移動支保工架設	0
6) 固定支保工架設	10
7) その他（横取り架設等）	10
集計総数（%）	100

2.2 調査結果

調査結果について、架設工法別に分類すると表-2.1のとおりとなった。

2.3 主な施工事例

主な施工事例 8 例について、以下に紹介する。

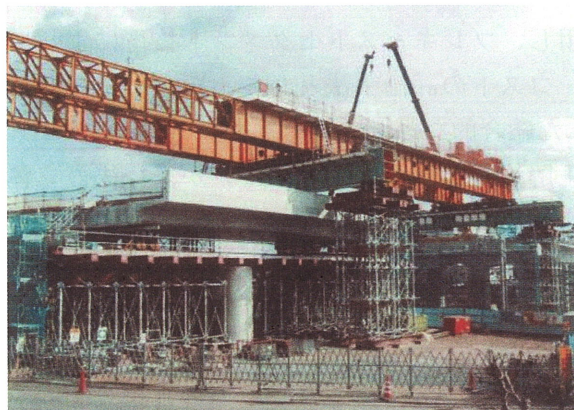


桁架設状況（夜間）



完成時全景

写真-2.1 大牟田線福岡～平尾間連続立体交差事業：薬院駅（一般道路）

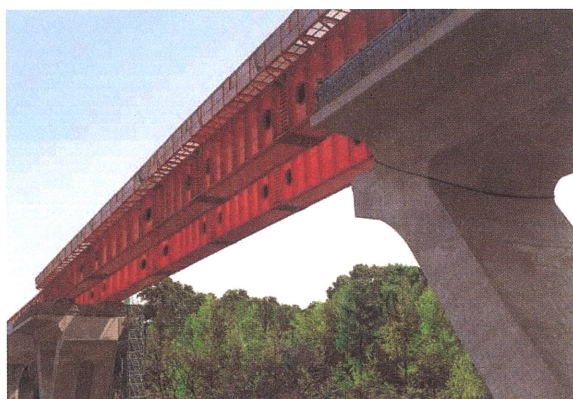


桁架設終了時



桁架設状況（夜間）

写真-2.2 可児跨線橋（名古屋鉄道上）



桁ガーダー架設



完成時

写真-2.3 下関都計道3・2・2唐戸筋川線後田大橋工事：東駅交差点（道路）

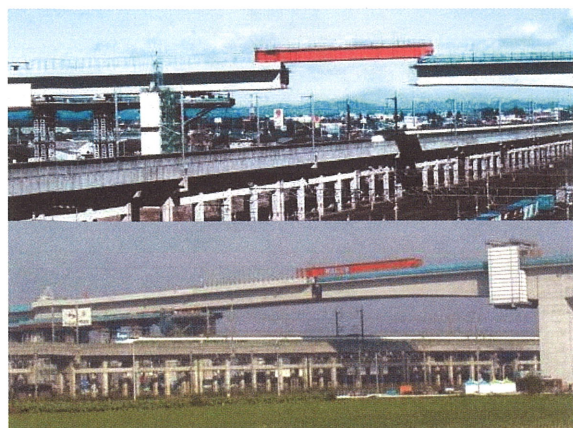


桁押し出し状況



完成時

写真-2.4 新琴似高架橋（高速道路上）



桁押し出し状況



完成時

写真-2.5 石橋・雀宮間跨線（東北新幹線・在来線）



夜間押し架設完了時



完成時全景

写真-2.6 第二阪和国道金熊寺川・山中川東高架橋(桜ヶ丘北交差点)



完成時

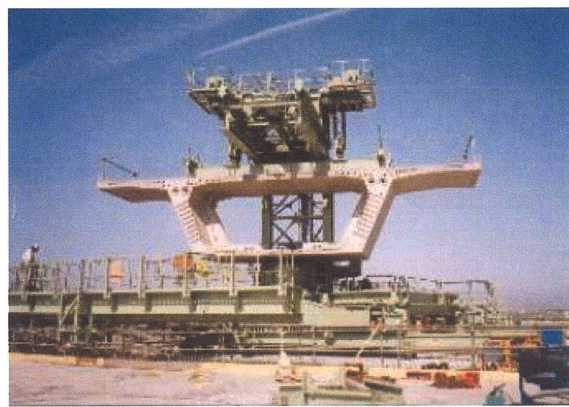


張出し架設状況(同国道 勅使高架橋工事:香川県)

写真-2.7 国道11号線 田村高架橋上部工事(国道)



張出し架設状況



セグメント吊装置

写真-2.8 第二名神高速道路 弥富高架橋(道路・河川)

3. PC立体交差橋の概念

プレストレストコンクリート技術は、豊富な実績と経験に育まれてきた。PC技術を駆使することにより、立体交差施工時の交通障害を最小限にし、費用便益効果の高い立体交差化事業を可能にし、それと同時に、PC技術は種々の要求性能にも答える、優れた技術である。

3.1 5つの要求性能

主要な要求性能として、次の5つがあげられる。

(1) 工期短縮

これまで数多くの実績が生かされた工場JIS製品やプレキャストセグメント技術をそれぞれのPC架設技術に取り入れ、従来の場所打ち施工に対し大幅な工期の短縮を図ることが可能である。

(2) 施工時環境負荷の低減

桁下クリアランスの制約の下、プレキャスト製品の適用と架設技術個々の特性を生かした施工のスピードアップを図る。これらにより、最小限の交通規制下で施工を実施し、架設に伴う騒音、振動の少ない“周辺環境にやさしい施工”を目指す。

(3) 完成後環境負荷の低減

PC構造による構造高の低さや外観形状の自由度の高さから、さまざまな市街地にマッチした美しいフォルムの形成を可能にする。また、PC構造の特性、伸縮目地のない連続高架化により走行車両の騒音、振動、および低周波振動等による影響の少ない“環境にやさしい構造”を提供する。

(4) 高品質・高耐久性

主要な構造部材は品質管理の行き届いた工場製品であり、低水セメント比のコンクリートの適用により高い耐久性と高強度が確保できる。また、PC構造はコンクリートのひび割れを防ぐことが可能であり、優れた耐久性を有する。

(5) コスト低減

立体交差化による費用便益はもとより、工期短縮、施工時の交通障害の最小化、高耐久性、低メンテナンスにより総合的なコストの低減が見込まれる。

以上の5つの要求性能を満足するPC構造による立体交差橋を本委員会より提案する。

4. 新たな提案

4.1 平面交差条件の設定

平面交差には様々な形態が考えられるが、今回は特に市街地において平面交差点の多い主要幹線に該当する道路区分として第3種第2級または第4種第1級の平面交差道路を想定し、その立体化を要する路線、ならびにこれと交差する路線の条件を設定した。

(1) 立体路線側

1) 立体道路延長350～450m

- ・交差点部支間長

$L = 50\text{m}$

- ・立体高架部幅員

$W = 8.5\text{m}$

2) 想定横断面

- ・道路幅員

$W = 28\text{m}$ 幅員

(直進4車線、右折1車線)

側道は流入2車線(直進・左折+右折)、流出1車線(直進)

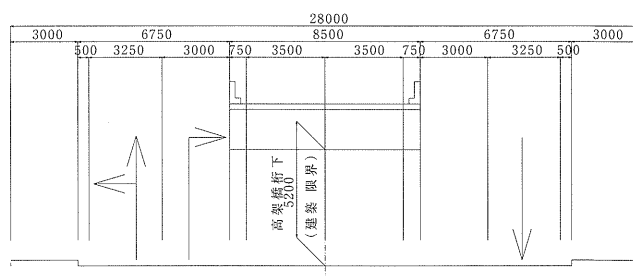


図-4.1 立体路線横断面図

・歩道幅員：2@3m

3) 日交通量：平日1万台前後

(2) 交差路線側

1) 想定横断面

・道路幅員

W = 25m 幅員

(直進4車線、右折1車線)

・歩道幅員：2 @ 3 m

2) 日交通量：平日3万台前後

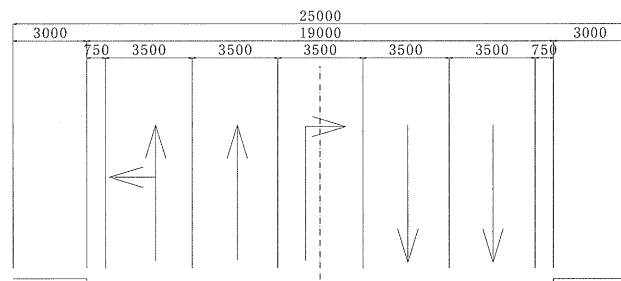


図-4.2 交差路線横断面図

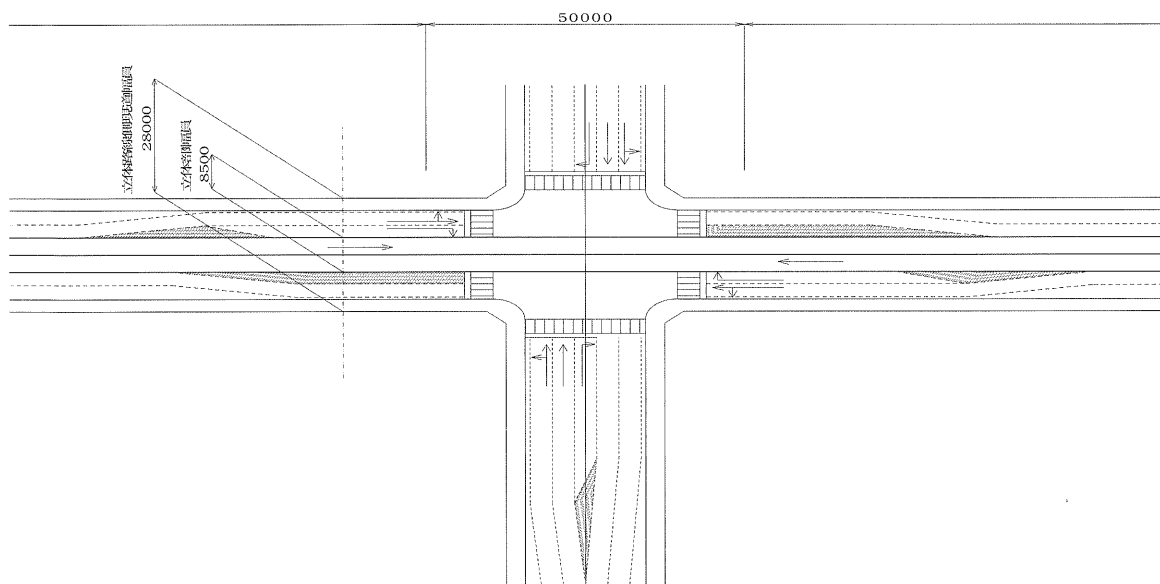


図-4.3 交差点部平面図

(3) 施工条件

1) 現地工期の短縮化を図る。

2) 交通規制期間は最小限とする。

3) 架設ヤードは、立体交差点範囲（中央2車線部の範囲）のみ使用可能とする。

4) 資材置き場等のヤードも架設ヤードと同様とする。

4.2 上部工の検討条件

上部工の構造は、条件によっては鋼複合構造もその対象となるが、今回はPC構造を主体に検討を行うものに限定する。主桁検討時における基本的断面は右図に示す一室箱形断面で統一を図るものとした。なお、プレキャストPC桁架設工法はこれに限らないものとする。

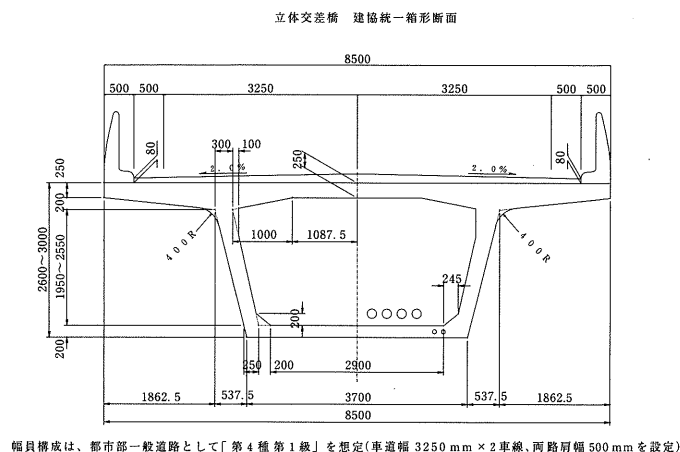


図-4.4 基本断面(箱形)

4.3 下部工の検討条件

都市部では、一般にN値5以下の軟弱地盤が想定され、支持層までの深度も50m程度となることを考慮しなければならない。しかしながら、今回はPC上部工に主眼をおいた検討を行うものとし、次の条件を想定するものとした。

(1) 下部工・基礎地盤条件

- 1) 適用基準 : 道示IV下部構造編(平成14年3月)
- 2) コンクリート : 24 N/mm²
- 3) 使用鉄筋 : S D345
- 4) 杭の種別 : 場所打杭。

n = 4本/橋脚となるように杭径を決定

- 5) フーチングの土被り : 50cm

(国土交通省：一定)

- 6) 地盤条件：

右に示すような標準的な土質条件を想定した。

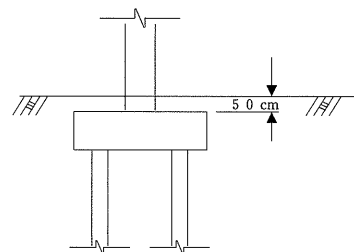


図-4.5 フーチング土被り

1. 土質条件

土質	層厚	N 値	γ (kN/m ³)	c(kN/m ²)	ϕ (°)
表土	1.0	3	17	90	0
洪積粘性土	4.0	8	17	110	0
洪積砂質土	8.0	20	18	0	32
洪積粘性土	3.0	10	17	150	0
洪積砂質土	> 50	> 50	20	0	37

2. 地下水位

GL-4m(例えば、フーチング施工時に水無しを想定)

4.4 提案の概要

PCによる次の架設4工法による立体交差急速施工法を提案する。

- ① プレキャストPC桁架設工法
- ② 押出し架設工法
- ③ 張出し架設工法
- ④ 一括架設工法

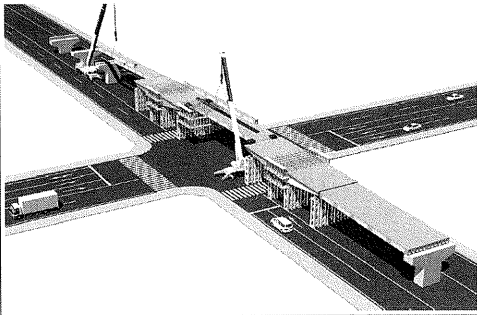
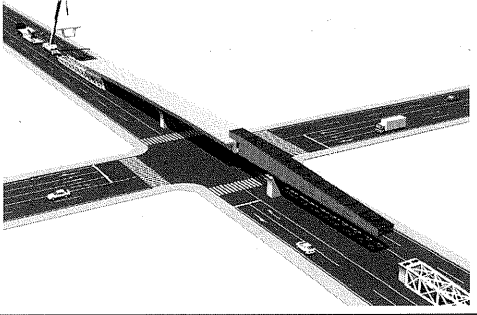
これらの4種の架設工法は、PC桁の架設工法の主要な要素技術であり、今までの様々な立体交差事業の場面で豊富な実績と改良が積み重ねられたものである。

本提案は、市街地の立体交差事業を想定し、

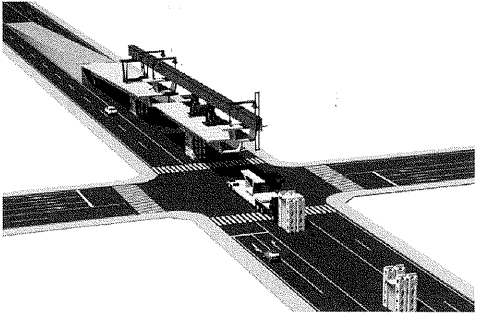
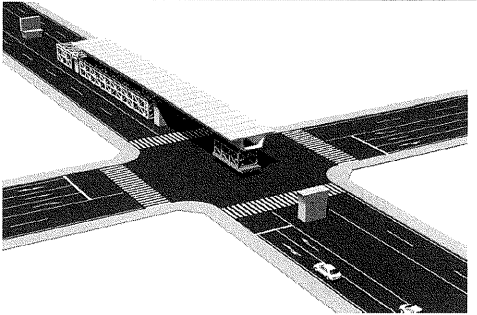
- (1) 25m交差道路対応で交差支間50m対応
- (2) 急速施工の実現（上下部工6ヶ月工期）
- (3) 交通規制の最小化（夜間限定）

を目標とし、4種の架設工法にPCプレキャスト技術を全面的に適用した新たな工法である。

PC立体交差橋各工法の概要と特徴（その1）

工法概要		工法1	工法2
		スプライス構造を適用した プレキャストPC桁架設工法	プレキャストセグメントの 押出し架設工法
評価項目			
		①経済性 ・PC橋に広く用いられているPCホロー桁（JIS「スラブ桁橋」）の経済性を生かしながら、スプライス構造で連続化して、50m規模の支間長を実現。 ②低い桁高の交差橋梁 ・高強度のプレテンション方式PCホロー桁を用いることで、交差部の桁高が支間の1/40～50程度の低い主桁を実現。交差橋梁部の圧迫感を軽減し、全長も短縮。	①施工時の安全性 ・PC押出し工法は、新幹線・高速道路上の架設など豊富な施工実績のもと、安全性を確保。交差部径間は、壁高欄も施工した状態で押出し、交通規制を最小化。 ②急速施工の実現 ・押出し架設する主桁にプレキャストセグメントを適用することで、急速施工を実現。通常の押出し工法の主桁t製作設備も不要で、現場作業も大幅に削減。セグメントは押出し後方で取り降ろして接合。
(1)	急速施工	・全体工期：160日間（約5.5ヶ月） ・上部工：約3ヶ月	・全体工期：180日間（約6ヶ月） ・上部工：約3.5ヶ月
(2)	交差部施工時 交通障害	・PC桁架設時（2回）には、交差道路の夜間全面通行止め。	・押出し施工時（7回）には、交差道路の夜間断続交通規制。
(3)	環境保全 （施工時の 周辺への 騒音振動）	・全ての主桁をプレキャスト化し、現場作業量を最小化している。 ・PC桁の架設は最大セグメント重量を30tとし、架設クレーン以外の大型重機を必要としない。	・架設機材の組立・解体およびプレキャストセグメントの荷卸し時を除いて、重機による騒音がほとんどない静かな施工である。 ・セグメント重量30t以下とし、大型のトラッククレーンを使用しない。
		・低桁高、直線的にスレンダーな側面形状。 ・交差点橋脚前後は桁高変化。	・連続した直線的な側面形状、フラットな底面形状を有している。傾斜ウェブにより圧迫感を軽減している。
(4)	美観・景観	・プレキャスト壁高欄に曲線形状等デザインの採用により、景観に配慮することが可能である。	
(5)	品質・耐久性 メンテナンス	・プレキャストPC桁は品質管理の行き届いた工場で作成し、部材の高強度・高品質ならびに高耐久性を確保できる。	・プレキャストセグメント（桁桁）は品質管理の行き届いた工場で作成し、部材の高強度・高品質ならびに高耐久性を確保できる。
		・品質管理の行き届いた工場において高強度コンクリートを採用し、耐久性の高いプレキャスト製品が得られることで、ミニマムメンテナンスが図れる。	

PC立体交差橋各工法の概要と特徴(その2)

		工法3	工法4
工法概要		架設ガーダーを使用した プレキャスト張出し架設工法	ドーリーを用いた プレキャスト一括架設工法
			
評価項目		①既存ガーダーによるセグメント架設 - 工場などで製作したプレキャストセグメント(最大重量30t)を、既存のPC桁架設用のシングルガーダーを利用して架設。架設ガーダーは各径間を移動し、橋梁全体のプレキャスト張出し架設が可能。 ②部材架設 - 各セグメントは架設箇所直下にトレーラーにて搬入し、架設ガーダーで直接吊り上げて接合。	①一週間架設 - 隣接径間で製作された交差点中央径間の主桁をドーリー(自走式重量台車)で支持しながら引き出し、一晩で一括架設。交差点道路の交通障害期間を最も少なくできる工法。 ②部材製作 - 主桁は工場などで製作されたプレキャストセグメントを支保工上で一体化。
(1)	急速施工	- 全体工期：160日間(約5.5ヶ月) - 上部工：約3ヶ月	- 全体工期：180日間(約6ヶ月) - 上部工：約3.5ヶ月
(2)	交差点施工時 交通障害	架設ガーダー移動時(4回)には、交差点道路の夜間通行止め。セグメント架設時は夜間片側交通規制。	交差点主桁の引き出し架設時(1回)のみ交差点道路の夜間全面止め。
(3)	環境保全 (施工時の 周辺への 騒音振動)	- 架設機材の組立・解体およびプレキャストセグメントの荷卸し時を除いて、重機による騒音がほとんどない静かな施工である。 - セグメント重量30t以下とし、大型のトラッククレーンを使用しない。	架設機材の組立・解体の必要がなく、騒音・振動が低減できる。
(4)	美観・景観	- 連続した直線的な側面形状、フラットな底面形状を有している。傾斜ウェブにより圧迫感を軽減している。 - プレキャスト壁高欄に曲線形状等デザインの採用により、景観に配慮することが可能である。	
(5)	品質・耐久性 メンテナンス	- プレキャストセグメント(箱桁)は品質管理の行き届いた工場で作成し、部材の高強度・高品質ならびに高耐久性を確保できる。 - 品質管理の行き届いた工場において高強度コンクリートを採用し、耐久性の高いプレキャスト製品が得られることで、ミニマムメンテナンスが図れる。	

注釈) ・スプライス構造：桁どうしを継いで連続化する構造

・ドーリー：自走式重量台車

4.4.1 スプライス構造を適用したプレキャストPC桁架設工法（工法1）

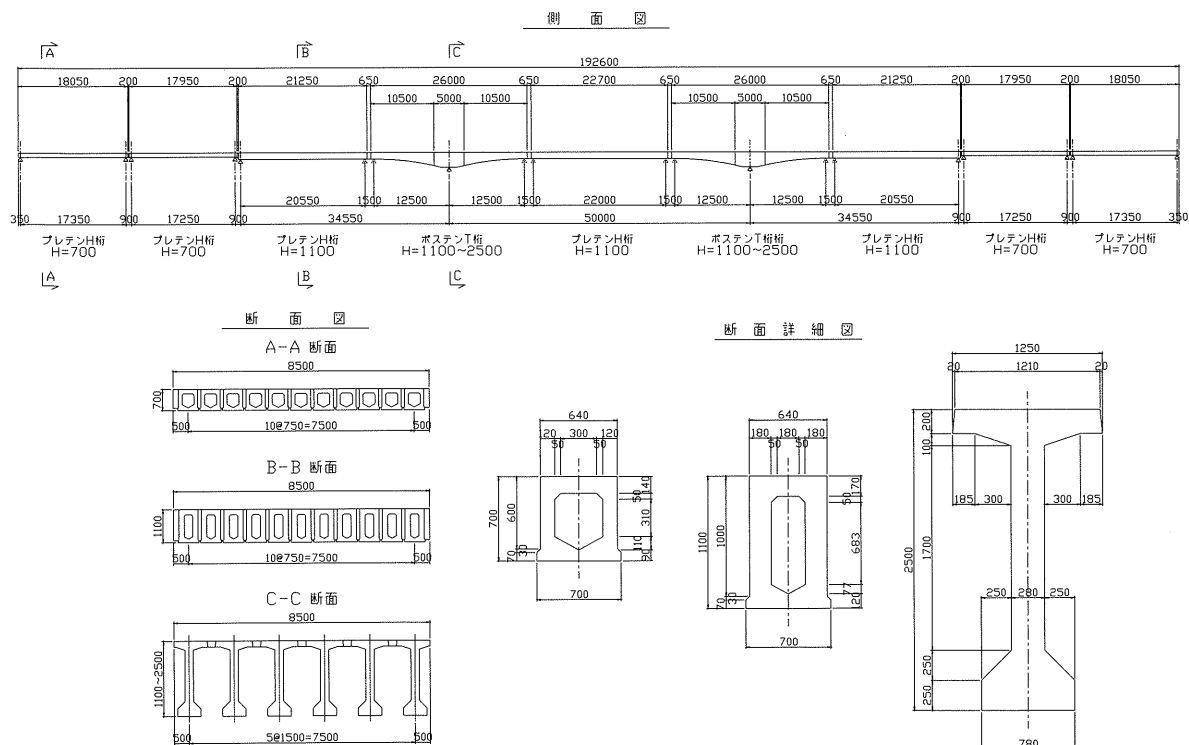
（1）設計要旨

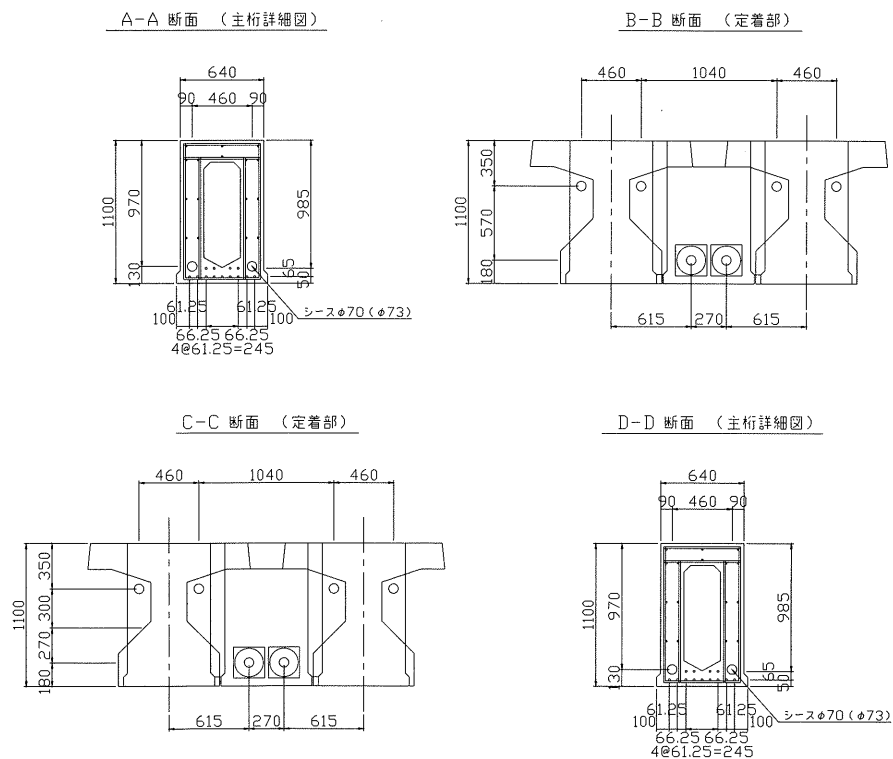
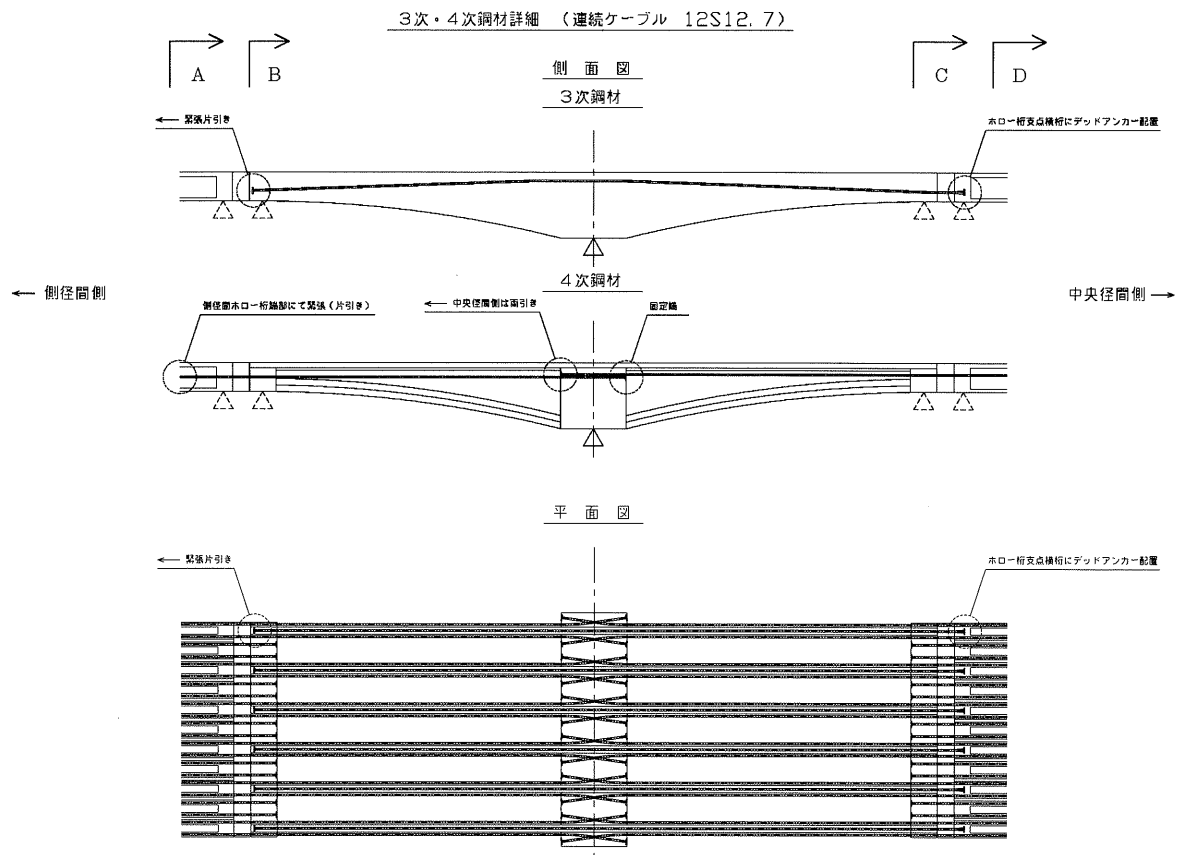
本設計は、立体交差区間（390.600m）の高架橋部（192.600m）の上部工に対する設計を行うものである。構造形式は、橋長192.600m、最大支間長50mを有するPC 7 径間連続桁橋で、中央3 径間はプレキャストホロー桁を用いたスプライス構造で中間橋脚部のT形セグメントと連続化し、その前後2 径間を同じくプレキャストホロー桁を用いたRC連結構造とし、橋台部を除き伸縮継手を有しない橋梁形式である。また、スプライス構造の中間支点部は、設計上の観点より桁高変化を有するT形のプレキャストセグメントを採用している。

（2）設計条件

橋 種	プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	PC 7 径間連続桁橋（スプライス構造）
橋 長	192.600m
桁 長	192.400m
支 間 長	17.350+17.250+34.550+50.000+34.550+17.250+17.350m
総 幅 員	8.500m
有効幅員	7.500m
活 荷 重	B活荷重

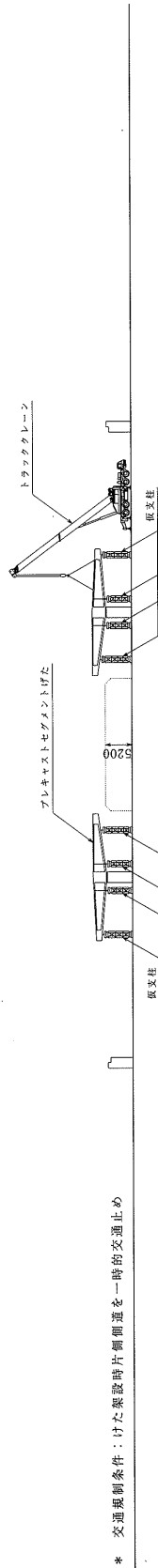
（3）上部工構造図





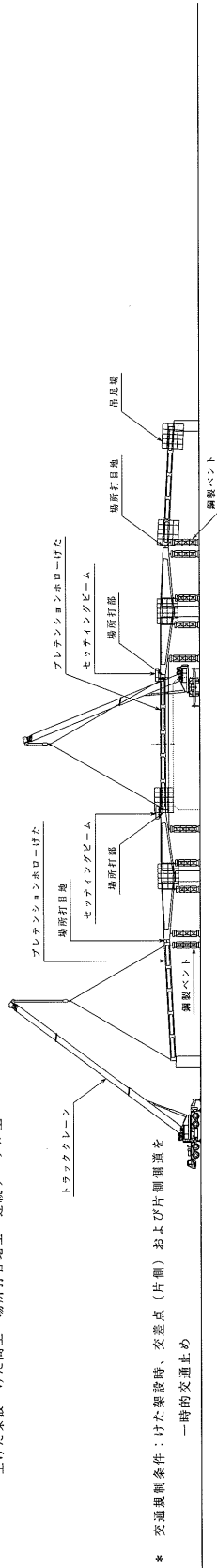
(4) 施工要領図

ステップ1 ポステンげたの施工(中間橋脚上)
仮支柱設置→主げた架設→セグメント接合→横組工



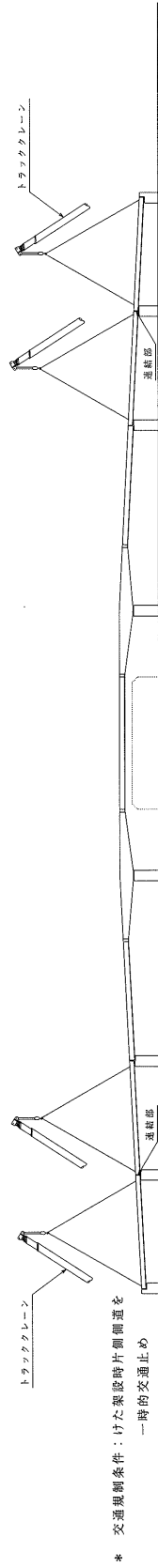
* 交通規制条件: けた架設時片側道を一時的交通止め

ステップ2 第1側径間・中央径間部の施工(プレテンションホローげた)
主げた架設→けた間工→場所打目地工→連続ケーブル工



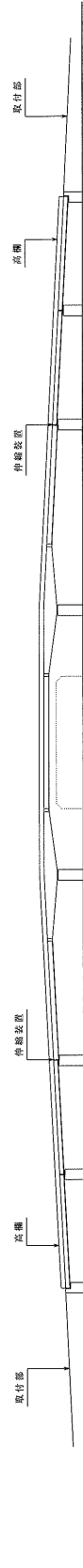
* 交通規制条件: けた架設時、交差点(片側)および片側側道を一時的交通止め

ステップ3 アプローチ径間の施工(プレテンションホローげた)
主げた架設→けた間工→連結工

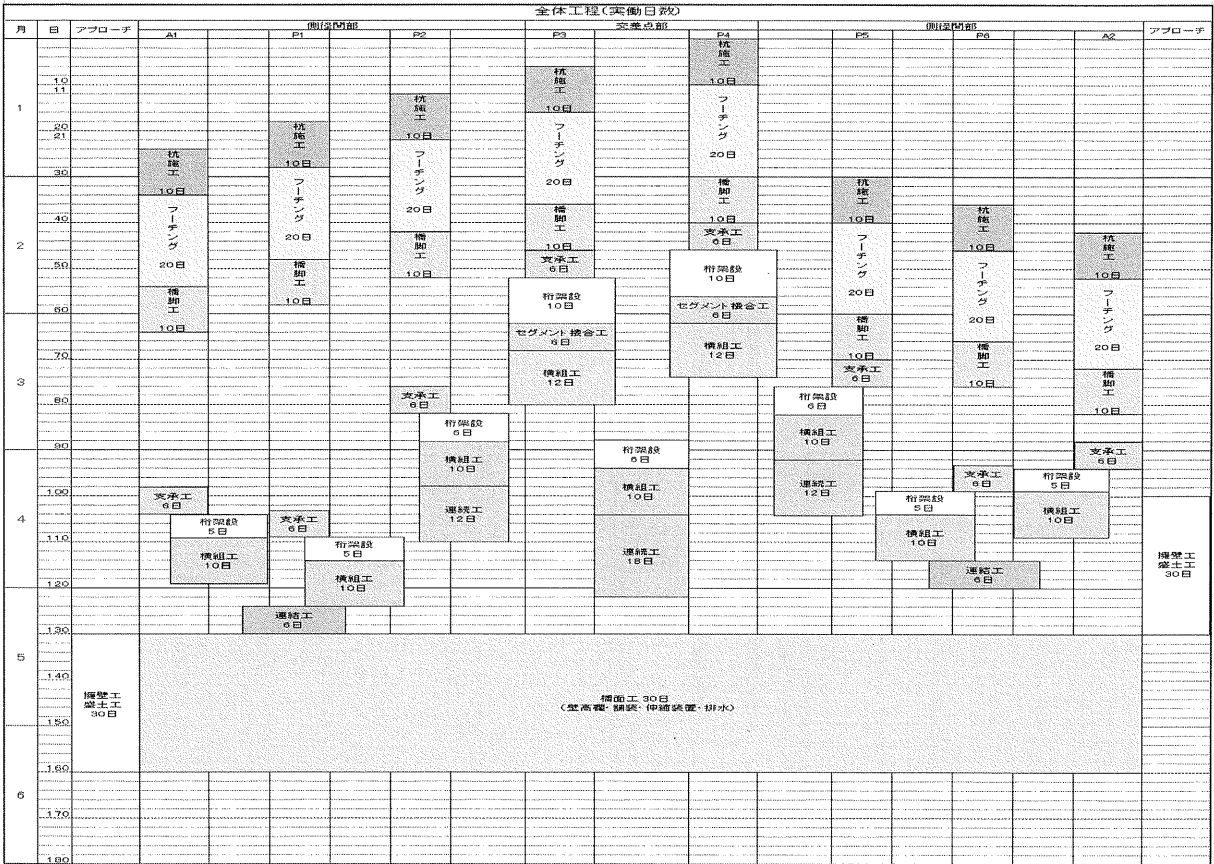


* 交通規制条件: けた架設時片側側道を一時的交通止め

ステップ4 橋面工、取付け部の施工



(5) 工程表



4.4.2 プレキャストセグメントの押出し架設工法(工法2)

(1) 設計要旨

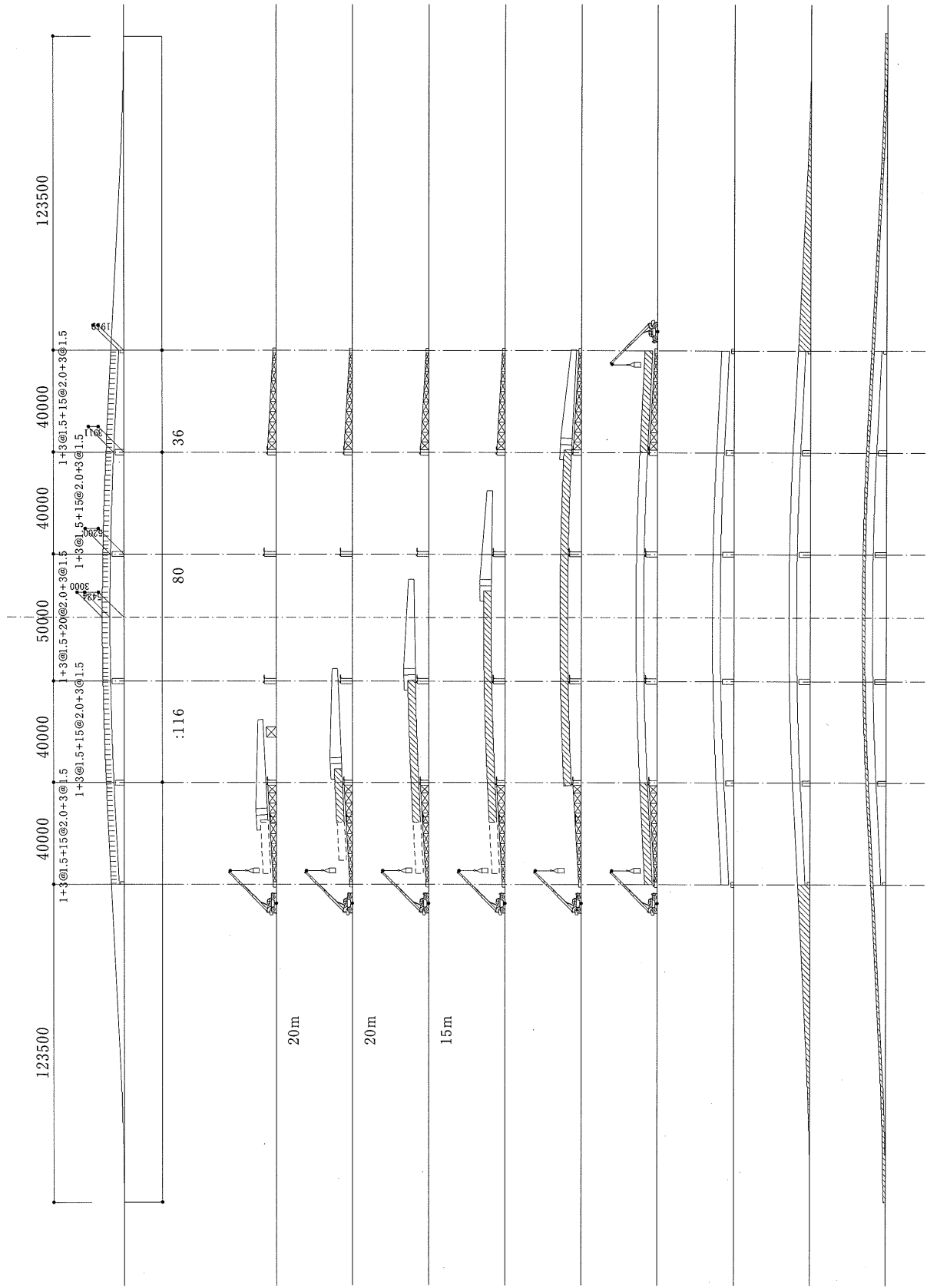
本設計は、立体交差区間(457m)の高架橋部(210m)の上部工に対する設計を行うものである。構造形式は橋長210m、最大支間長50mを有するPC5径間連続箱桁橋で、プレキャストセグメント工法を利用した押出し工法により橋桁を構築する。主桁は桁高3.0mの斜ウェブを有する1室箱桁断面で、橋軸方向、直角方向ともにPC構造とする。主鋼材として、架設鋼材に12S12.7(SWPR7B)を用いる。完成時断面力に対して架設鋼材では不足する分は、完成鋼材として12S15.2(SWPR7B)を、配置スペースを考慮して外ケーブルで配置する。床版横締め鋼材には1S28.6(SWPR19)、せん断鋼棒にφ26(SBPR930/1180)を使用する。

(2) 設計条件

- 橋種 : プレストレストコンクリート道路橋
- 構造形式 : PC 5 径間連続箱桁橋
- 橋長 : 210.000m
- 支間長 : 40.000m + 40.000m + 50.000m + 40.000m + 40.000m
- 総幅員 : 8.500m
- 有効幅員 : 7.500m
- 活荷重 : B活荷重



(4) 施工要領図



(5) 工程表

全体工程 (実績日数)													
月	日	アプローチ	A1	橋脚部	P1	P2	交差部	P3	P4	A2	アプローチ		
1	1.0		杭施工 10日										
	1.20		フィニッシング工 20日		杭施工 10日								
	2.0				フィニッシング工 20日	杭施工 10日							
2	3.0		橋台工 10日	地盤改良工 10日		地盤改良工 10日	フィニッシング工 20日	杭施工 10日					
	4.0		支保工組立 10日	橋脚工 10日		橋脚工 10日		フィニッシング工 20日	杭施工 10日				
	5.0			手延べ桁組立 10日	仮支柱組立 10日	橋脚工 10日		橋脚工 10日	フィニッシング工 20日	杭施工 10日			
3	6.0			手延べ桁組立 10日	押出し位置			橋脚工 10日					
	7.0		P3-P4 主桁組立	第1押出し				押出し位置					
	8.0		P3-P4 主桁組立	第2押出し					押出し位置				
4	9.0		P2-P3 主桁組立		第3押出し					地盤改良工 10日	橋脚工 10日		
	10.0		P2-P3 主桁組立		第4押出し								
	11.0		P1-P2 主桁組立		第5押出し								
5	12.0		P1-P2 主桁組立		第6押出し								
	13.0		A1-P1 主桁組立							手延べ桁組立 10日	手延べ桁組立 10日		
	14.0									P4-A2 主桁組立			
6	15.0	橋台	支保工解体 10日		仮支柱解体 10日		2次緊張 6日				橋台	経費集計工 30日	
	16.0						支保盛り換え 6日						
	17.0												
7	18.0												
	19.0												
	20.0												

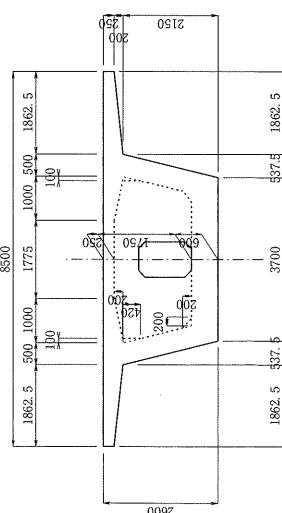
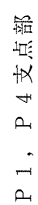
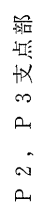
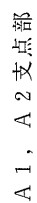
4.4.3 架設ガーダーを使用したプレキャスト張出し架設工法 (工法3)

(1) 設計要旨

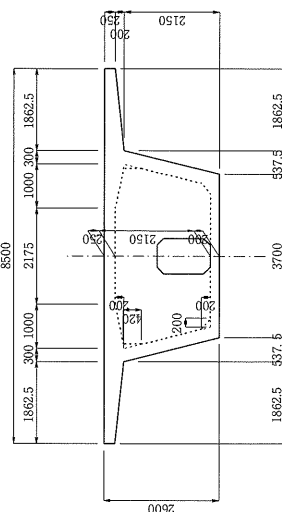
本設計は、立体交差区間(466m)の高架橋部(200m)の上部工に対する設計を行うものである。構造形式は橋長200m、最大支間長50mを有するPC 5 径間連続箱桁橋で、プレキャストセグメント工法を用いた張出し架設工法により橋桁を構築する。主桁は、桁高2.6mの斜ウェブを有する1室箱桁断面で、橋軸方向、橋軸直角方向ともにPC構造とする。主鋼材として12S15.2mm (SWPR7B) および12S12.7mm (SWPR7B) を使用し、横締め鋼材として1S21.8 (SWPR19) を使用する。なお、本検討では桁高を抑え、PC鋼材配置時の足場の組立て・解体作業を省力化する目的から、鋼材配置はすべて内ケーブル方式を前提として検討する。

(2) 設計条件

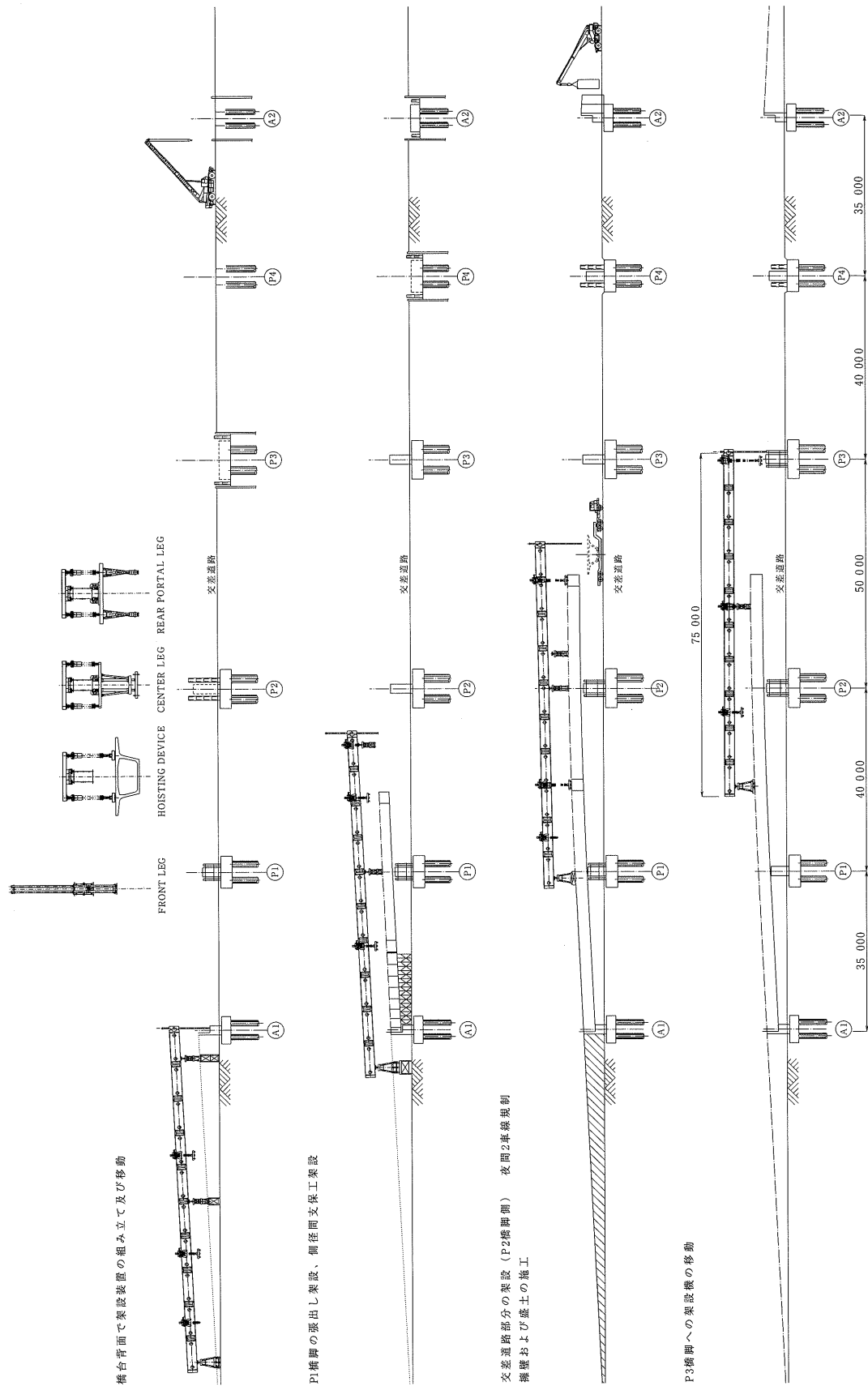
橋 種	: プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	: PC 5 径間連続箱桁橋
橋 長	: 200.000 m
桁 長	: 199.800 m
支 間 長	: 34.200m + 40.000m + 50.000m + 40.000m + 34.200m
総 幅 員	: 8.500 m
有効幅員	: 7.500 m
活 荷 重	: B活荷重



中間横桁部



(4) 施工要領図



(5) 工程表

全体工程(実施日数)													
月	日	アプローチ	側径間部		中央径間部		側径間部		A2	アプローチ			
			A1	P1	P2	P3	P4	P5					
1	10		杭施工										
	11												
	20		フィニング	杭施工	杭施工								
	21												
2	30		補合工	フィニング	杭施工	杭施工							
	40		支保工組立 (側径間) 5日	補合工	フィニング	フィニング	杭施工						
	50		架設機組立 7日	支保工組立 2日 柱頭部仮支柱3日	補脚工	補脚工	フィニング	杭施工	杭施工				
	60		セグメント桁架設 16日		支保工組立 2日 柱頭部仮支柱3日	補脚工	補脚工	フィニング	フィニング				
3	70												
	80												
	90	擁壁工 竣工 30日											
	100												
4	110												
	120												
	130												
	140												
5	150												
	160												
	170												
	180												
6	190												
	200												
	210												
	220												

4.4.4 ドーリーを用いたプレキャスト一括架設工法(工法4)

(1) 設計要旨

本設計は、立体交差区間(446m)の高架橋部(橋長198m)の上部工に対する設計を行うものである。本高架橋の径間数は5径間とし、交差部中央径間は支間長50m、側径間は34m+40mとする。構造形式は工場製作のプレキャストセグメントを用いた5径間連続PC箱桁橋とする。主桁は桁高2.6mの斜ウェブを有する1室箱桁断面とし、等桁高とする。

本高架橋の交差部中央径間は隣接径間の支保工上でセグメントを組み立て、PC鋼材を緊張して一体化したのちドーリーを用いて一括架設する。側径間部は支保工上でセグメントを並べ、中央径間部の桁へ一径間ごとに接合していく。この様に単純桁として架設したのち順次連続桁を構成していくので、架設時の構造系変化を設計において考慮した。

本高架橋は橋軸方向、橋軸直角方向ともにPC構造とする。橋軸方向の検討においてセグメント継目部の応力状態は架設時、活荷重作用時ともにフルプレストレス状態とする。

主鋼材として内ケーブルに12S15.2mm(SWPR7BL)、外ケーブルに19S15.2mm(SWPR7BL)を使用する。内・外ケーブルの配分としては、架設時に内ケーブルで抵抗させ、主桁連結後の連続ケーブルとして外ケーブルを配置する。

床版横締鋼材として1S21.8mm(SWPR19L)、横桁横締鋼材として1S28.6mm(SWPR19L)を使用する。

(5) 工程表

全体工程(実施日数)												
月	日	アプローチ	側面間部			変遷部			側面間部			アプローチ
	1											
	10											
	13											
1	20											
	21											
	26											
	27											
2	31											
	40											
	41											
	50											
	51											
	60											
	61											
3	70											
	71											
	80											
	81											
	90											
	91											
4	100											
	101											
	110											
	111											
	120											
5	121											
	130											
	131											
	140											
	141											
	150											
	151											
6	160											
	161											
	170											
	171											
	180											

5. 外部コストの試算

5.1 検討概要

従来、建設事業は、調査・設計費、工事費、用地費、補償費、維持管理費、解体・廃棄費などの、事業に際して事業主体が負担するコスト（内部コスト）に大きな比重がおかれてその仕様等が評価されてきた。しかしながら、近年、発注段階における総合評価落札方式のような、環境影響など、これまで定性的評価にとどまっていたり、評価されなかった要素を内部コストと合わせて総合的に評価する取り組みが進められている。

これらの要素を定量的に評価する手法として、それぞれの影響度を適切な指標によりコストに換算し、外部コストとして評価する方法がある。文献²⁾によると、外部コストは「建設活動によってもたらされる好ましくない影響（不経済）で、事業主体が金銭負担せず、社会一般が何らかの形で負担しているもの」と定義され、以下の項目が例示されている。

- ・ 環境資源
- ・ 地下水
- ・ NO_x
- ・ CO₂
- ・ 騒音：道路交通騒音、工事騒音
- ・ 振動
- ・ 水質
- ・ 低周波空気振動
- ・ 日照障害
- ・ 電波障害
- ・ 触れあい活動の場
- ・ 景観
- ・ 史跡、文化財
- ・ 副産物
- ・ 社会：交通渋滞、交通規制迂回
- ・ 経済

外部コストの算出するにあたり、必要な項目に洩れがないよう、幅広い外部コスト項目から事業の特性、地域の状況、外部コストの性質などの条件をふまえて、比較案の評価に影響を及ぼすと思われる項目を選定する必要がある。本検討では、対象とする立体交差橋の施工において、工期短縮およびコスト縮減に加えて、工事に伴う交通規制による渋滞や迂回などの周辺交通への影響を、極力低減することを目的としている。したがって、ここでは各工法における交通規制に伴う「交通渋滞、交通規制迂回」の外部コストを算出し、その優位性を検証する。その他の項目については、施工方法比較においては影響が同様と考えられることから対象外とした。

なお、ここで対象とする既存交通への影響に関しては、交通量や影響台数などを仮定して外部コストを算出している。実施工の工法における外部コストの評価に際しては、施工箇所における交通量調査や交通シミュレーション設定の必要があることに留意されたい。

5.2 「交通渋滞、交通規制迂回」の評価方法

施工に伴う交通渋滞、交通規制迂回の評価方法は、一般的に影響台数とその影響時間（遅れ時間）の積による原単位法によりコスト換算される。表－5.1に車種別の時間価値原単位の例（費用便益分析マニュアル：平成15年8月³⁾）を示す。

表－5.1 時間価値原単位

単位：円/分・台	
車 種	時間価値原単位
乗用車	62.86
バス	519.74
乗用車類	72.45
小型貨物車	56.81
普通貨物車	87.44

(1) 交通規制を必要とする作業の設定

本検討においては、施工に伴う既存交通の規制を必要とする作業として、以下の事項を考慮することとした。

1) 共通事項

○側径間部

- ・施工帯(10.5m)を越える作業。クレーンのアウトリガー幅(養生版含む)、旋回半径も考慮。
- ・大型のクレーン、トレーラ、埋込土運搬車などの施工帯入退場等、誘導員による交通規制が必要な場合も考慮。

○交差点部

- ・交差点上の架設作業。
- ・足場および防護工外での作業。ただし、足場および防護工の設置・解体時は考慮。

2) 上部工施工

- ・セグメントの搬入、搬出
- ・ドーリーの組立てヤードから所定位置までの移動（解体ヤードまでの移動）
- ・ガーダー移動
- ・生コン車、ポンプ車の入退場
- ・押出し作業
- ・足場組立て（スプライス、従来工法）
- ・側径間部の高欄、遮音壁は施行帯内で可。交差点部は足場がない場合（箱桁）は考慮

3) 下部工施工

- ・杭打ち機の搬入、搬出、その他大型資機材搬入
- ・L型擁壁の搬入
- ・生コン車・ポンプ車の入退場

- ・埋込土運搬車の入退場
- ・転圧機搬入、搬出

(2) 交通規制パターン

交通規制は以下の図-5.1に示す範囲、またはその組合せにより実施するものとした。

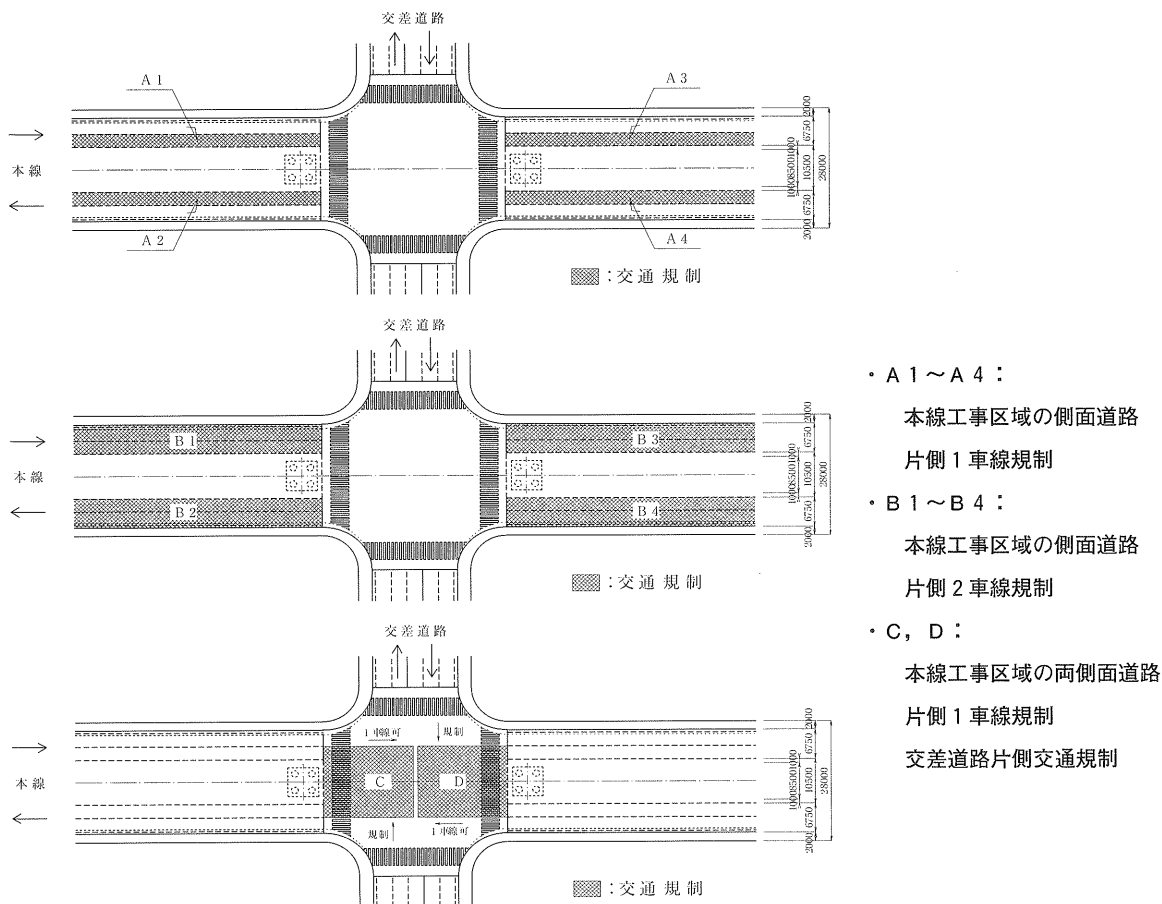


図-5.1 交通規制パターン

(3) 規制時間の設定

交通規制の実施時間帯の区分は、簡易的に昼間（6:00～22:00）および夜間（22:00～6:00）の2種類で区分することとし、前項に示す作業に対し必要となる規制時間を計上する。

ただし、以下に示す事項については規制時間を一律に設定した。

- ・セグメント、プレキャスト桁搬入等の重機の入退場：一律 5 分／台
- ・セグメントの振回しなどクレーンの旋回：一律 5 分／回
- ・プレキャスト桁架設（旋回のみ、吊り金具の着脱は除く）：一律 10 分／桁

(4) 影響時間（遅れ時間）の設定

交通規制パターン別に既存交通に影響する時間（遅れ時間）は、表-5.2のように設定した。

このほか、交通量の多い昼間においては、施工帯を設置することで、ある程度交通に影響を

及ぼすことが想定されることから、工事期間を通じ、後述する区分1の交通量に対して3分間の遅れ時間を仮定した。

なお、工期の短縮で立体道路が早期に開通することによる事業の費用便益効果も考えられるが、本検討では不利側の影響を低減することに着目しているため、考慮しないものとした。

(5) 交通量の設定

本検討では、日平均交通量を交差路線（4車線）30000台、側面路線（4車線）10000台を想定した。平成9年度の道路交通センサス（一般交通量調査）によると24時間交通量に占める夜間（19:00～7:00）交通量の割合は25%に達している。このことから、簡易的に区分2（夜間；22:00～6:00）の交通量を日交通量の25%×8/12、残りを区分1（昼間；6:00～22:00）の交通量とした（表-5.3）。また、各区分における時間単位の交通量に差異はないものと仮定した。

(6) 影響台数および影響時間の算出

1) 工事期間を通じた影響台数および影響時間

施工帯を設置することによる区分1（昼間；6:00～22:00）の側面道路交通量は、

$$n = 10000 - (10000 \times 25\% \times 8/12) = 8333 \text{ 台/日 となる。}$$

2) 交通規制による影響台数および影響時間

設定した交通規制時間および規制パターン、区分別の交通量から、交通規制の影響を受ける既存交通の影響台数および影響時間を算出する。

5.3 外部コストの算出

以上の想定を基に、「外部コスト1」として、工事期間を通じて施工帯を設置することによる時間損失分を、「外部コスト2」として、施工中の交通規制期間による時間損失分をそれぞれコスト換算した結果を次に示す。

(1) 外部コスト1

	工期 日	単価 円/台・分	台数・時間	外部コスト 千円
工法1	160	72.45	4000000	289,800
工法2	178		4450000	322,403
工法3	163		4075000	295,234
工法4	178		4450000	322,403
従来工法	339		8475000	614,014

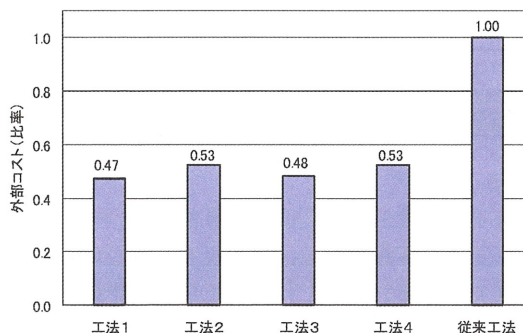


図-5.2 外部コスト1の工法別比較

表-5.2 遅れ時間の設定

	規制パターン	影響車線数	遅れ時間	備考
単独	・ A 1 ~ A 4	側面道路 2 車線	10分	施工区間全長
	・ B 1 ~ B 4	側面道路 4 車線	10分	施工区間全長 切り回し、対面交通
	・ C, D	交差道路 4 車線	10分	切り回し、対面交通
		側面道路 4 車線	10分	施工区間全長
組合せ	・ A 1 + A 2 ・ A 3 + A 4	側面道路 4 車線	10分	施工区間全長
	・ A 1 + A 3 ・ A 2 + A 4	側面道路 2 車線	10分	施工区間全長
	・ Σ A i	側面道路 4 車線	10分	施工区間全長
	・ B 1 + B 2 ・ B 3 + B 4	側面道路 4 車線	30分	側面道路迂回
	・ Σ B i	側面道路 4 車線	30分	側面道路迂回
	・ B 1 + B 3 ・ B 2 + B 4	側面道路 4 車線	10分	施工区間全長 側面道路片側対面交通
	・ C + D	交差道路 4 車線	30分	交差道路迂回
		側面道路 4 車線	10分	施工区間全長

表-5.3 交通量の設定

対象路線	交通量	日交通量 (台/日)	区分1 (昼間) 6:00~22:00 (16h)		区分2 (夜間) 22:00~6:00 (8h)	
			(台/h)	(台/min)	(台/h)	(台/min)
側面路線	全線(4車線)	10000	520.8	8.681	208.3	3.472
	1車線	2500	130.2	2.170	52.1	0.868
交差路線	全線(4車線)	30000	1562.5	26.042	625.0	10.417
	1車線	7500	390.6	6.510	156.3	2.604

(2) 外部コスト 2

	単価 円/台・分	上部工		下部工		アプローチ		外部コスト(千円)			
		立体道路 台数・時間	交差道路 台数・時間	立体道路 台数・時間	交差道路 台数・時間	立体道路 台数・時間	交差道路 台数・時間	上部工	下部工	アプローチ	合計
工法1	72.45	334,201	436,458	197,483	0	117,188	0	55,834	14,308	8,490	78,632
工法2		135,069	135,417	154,080	0	153,646	0	19,597	11,163	11,132	41,891
工法3		159,201	406,250	156,684	0	153,646	0	40,967	11,352	11,132	63,450
工法4		262,326	150,000	154,080	0	153,646	0	29,873	11,163	11,132	52,168
従来工法		295,660	775,000	197,483	0	153,646	0	77,569	14,308	11,132	103,009

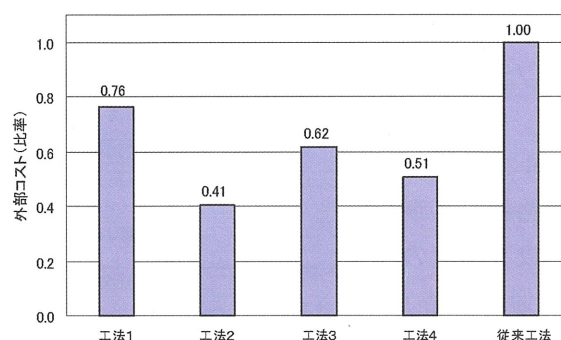


図-5.3 外部コスト 2 の工法別比較

(3) 工事費と外部コストとの比較

各工法およびその内訳について、「従来工法の工事費と外部コストの総計」を「100」とした場合のそれぞれの比率（占有割合）を表すと表-5.4のとおりとなる。

表-5.4 工事費と外部コスト比率比較

費 目	工法名	工法 1	工法 2	工法 3	工法 4	従来工法
		スプライス構造 を適用した プレキャスト P C 桁架設工法	プレキャスト セグメントの 押し出し架設工法	架設ガーダー を使用した プレキャスト 張出し架設工法	ドーリーを用いた プレキャスト 一括架設工法	ポステンT桁＋ プレテンホロー桁 架設工法
(1) 上部工		20.6%	30.6%	27.1%	28.8%	19.5%
(2) 下部工		8.7%	6.5%	6.6%	6.5%	8.7%
(3) アプローチ工		5.8%	8.2%	8.2%	8.2%	8.2%
(4) 直接工事費		35.0%	45.3%	41.9%	43.5%	36.4%
(5) 間接工事費		14.9%	16.0%	15.1%	17.0%	13.1%
(6) 工事費計		50%	61%	57%	60%	50%
(7) 外部コスト 1		20.4%	22.7%	20.8%	22.7%	43.2%
(8) 外部コスト 2		5.5%	3.0%	4.5%	3.7%	7.3%
(9) 工事費計＋外部コスト		76%	87%	82%	87%	100%

※上表中：

- ・「(4) 直接工事費」は、合計額〔＝ (1) ＋ (2) ＋ (3)〕を示す。
- ・「(6) 工事費計」は、消費税を含まない合計額〔＝ (4) ＋ (5)〕を示す。
- ・「(7) 外部コスト 1」は、工事期間中の施工帯設置（昼間）に伴う時間損失分の算出額を示す。
- ・「(8) 外部コスト 2」は、工事期間中の交通規制に伴う時間損失分の算出額を示す。
- ・「(9) 工事費計＋外部コスト」は、合計額〔＝ (4) ＋ (5) ＋ (7) ＋ (8)〕を示す。

6. まとめ

高品質かつ高耐久性の観点からPC構造のプレキャスト化技術は、これからの都市部立体交差事業への適用として高いポテンシャルを有する技術の一つとしてとらえることができる。

今回提案した4工法によるPC立体交差橋は、実績調査結果からもわかる通り、基本的に従来から行われてきた架設工法に着目し、都市部の立体交差事業に特化して検討したものである。ここに大幅なプレキャストセグメント技術を結集した結果、特に現場施工期間で約6ヶ月（上下部一式）、上部工のみでは約3ヶ月という短期間施工を可能とした。

いずれの工法も急速施工という点では優劣をつけられないものであるが、各工法とも、設計ならびに施工面でそれぞれの適用条件があり、個々の事業の構造条件、施工条件、環境条件などに応じて選択することになる。

◇工法1（スプライス構造を適用したプレキャストPC桁架設工法）では、

- ・ 構造的にも適用支間は50mが最大となるが、低桁高による景観性で優位である。
- ・ 昼夜工事の一定期間は交差点内に仮支柱の設置が必要である。
- ・ 立体化路線延長で見た場合には、他の工法に比べその計画延長は10%程度短縮できる。

◇工法2（プレキャストセグメントの押出し架設工法）では、

- ・ 交通量の大小に左右されず、計画できる工法である。
- ・ 押出し施工という性質上、施工時の安全性、静粛性に関しては他工法に比し高い。
- ・ 桁下空間の制限はほとんどない。
- ・ 縦断勾配は、5%程度が最急勾配となる。
- ・ 低い計画高の関係で、両アプローチに隣接する2つのスパンは支保工架設となる。
- ・ 両側同時押出し施工へ工法を拡張することによりさらに急速施工を可能とする工法である。

◇工法3（架設ガーダーを使用したプレキャスト張出し架設工法）では、

- ・ 他工法に比べ、適用支間の拡大が可能である。
- ・ 架設地点直下でのセグメント吊り上げが必要となるが、中間橋脚部をスピーディーに通過することができる。

◇工法4（ドーリーを用いたプレキャスト一括架設工法）では、

- ・ 従来のような架設機材の組払いを最小化できる自走式重量台車の採用により、夜間一括架設が可能である。
- ・ 交差道路に対する、施工時交通障害の影響度が最も少ない工法である。

これらをそれぞれの個別計画に応じて、工法選択を行っていく必要がある。

ここで、各工法別の適用性について再度整理してみると、表-6.1の通りとなる。

表-6.1 適用性一覧表

項 目		工法 1	工法 2	工法 3	工法 4
(1) 経済性		◎	○	○	○
(2) 交差道路への影響		夜間交通止め規制 通行帯幅減少	◎ 夜間断続規制 重機進入なし 桁下占有なし	夜間片側交通止 め規制 通行帯幅減少	◎ 夜間一回の交通 止め 重量台車進入あり
(3) 景 観・ 適用支間	交差部 桁高 (Gh)	◎ Gh = 1 m	Gh = 3 m	○ Gh = 2.6 m 変断面変更可	Gh = 2.6 m
	交差部 適用支間 (L)	L = 30 ~ 50 m	L = 40 ~ 60 m	◎ 50 m 超へ 拡張可 L = 40 ~ 80 m	L = 30 ~ 50 m
(4) 施工時 環 境	施工時騒音が小さく、 静かな施工		◎	○	

また、今回の検討では前5章で詳しく述べた通り「外部コスト」という概念についても検討した。従来の建設コストに加え、工事期間および施工時交通規制による時間損失をも含めたトータルコストとして、事業評価を議論する必要性を提案した。外部コストを構成する要因には様々なものがあげられるが、今回試算した2つの時間損失をコストの一部とみなす考えを導入することで社会的にも適切な評価が可能であることがわかる。

試算結果で見た場合、次に示すグラフ(図-6.1)のように従来工法に比し、建設工事費が高くともトータルコストでは必ずしも優劣のつけられないものとなっている。実際には事業便益効果としては、これだけにとどまらずこの急速施工による効果は、さらに大きな費用便益の差を生み出すものと考えられる。

現在は試行期間ではあるが、近い将来においてはこうした総合的な建設事業のコスト評価は重要なポイントとなるものと考えられる。

最後に、本報告が都市部における立体交差事業の発展、飛躍の一助となれば幸いである。本委員会の委員、幹事、また諸検討にあたり試設計、施工計画、積算等にご協力していただいた関係各位にはここに深く感謝の意を表します。

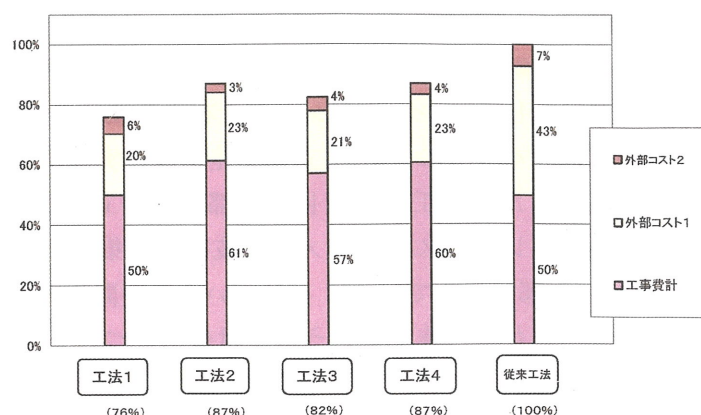


図-6.1 PC立体交差橋コスト比較

(備考) 外部コスト1：工事期間中の施工帯設置(昼間)に伴う時間損失
外部コスト2：工事期間中の交通規制に伴う時間損失

参考文献

- 1) PC立体交差橋検討委員会報告書：平成16年3月，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
- 2) 総合的な建設事業コスト評価指針（試案）：平成14年3月，外部コストを組み入れた建設事業コストの低減技術に関する検討委員会
- 3) 費用便益分析マニュアル：平成15年8月，国土交通省道路局 都市・地域整備局

JHにおけるPC技術 －PC橋の最近の事例と今後の動向－

日本道路公団 技術部 構造技術課長

構造技術課長代理

構造技術課

猪 熊 康 夫

本 間 淳 史

大 城 壮 司

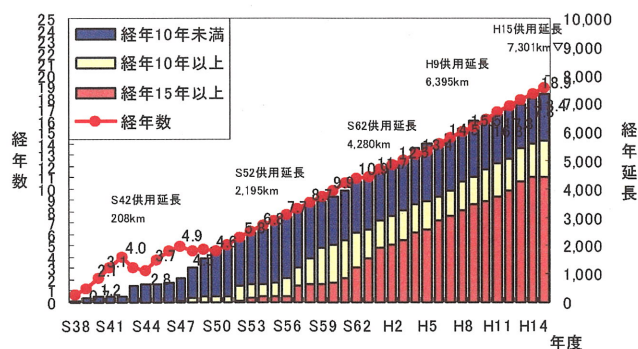
1. はじめに

従来メンテナンスフリーと考えられていたコンクリート構造物の劣化や損傷が顕著となるなか、各方面でコンクリートの品質確保と耐久性向上の方策について議論されている。日本道路公団（以下、JH）においても、高速道路の供用延長が伸びるにつれコンクリート構造物の維持管理や補修に要する業務が増大しており、建設時においてコンクリート構造物の耐久性を確実に確保することが重要な課題となっている。

我が国の高速道路の供用延長は、1963年の名神高速道路の開通（栗東～尼崎）を皮切りとして、現在までに7,300km（平成15年度末現在）を超えており、そのうち橋梁延長は約14%を占めるに至っている。高速道路の平均経過年数は図－1に示すとおり約18年だが、そのうち最も経過年数の多い道路は名神高速道路で約39年であり、これから更に老朽化が進んでいくことになる。

また、現在供用している高速道路の橋梁の維持補修費は約500億円／年にも達し、供用延長の増加に伴い今後も増大して行くものと予想される。従って、いかに初期コストを安く抑えるかとともに、補修に手のかからない構造物にするかが大きな命題である。

一方で、今後建設していく橋梁は第二東名神やネットワークの形成を充実させる横断道・地方路線であり、山岳地を通過することが多く、平野部であっても市街化された地域であり、厳しい条件の中で建設されることを余儀なくされるため建設費が増大することになる。さらに地方部の高速道路では多くの交通量が見込めないことから採算性を悪化させないように、橋梁の建設費の削減を図っていく必要がある。



図－1 高速道路の延長の推移（経年別）

このような状況の中で、橋梁の耐久性向上と工費削減を目指して、JHにおいては新技術や新工法の開発に全面的に取り組んできたところであり、構造の合理性やコスト縮減効果に期待した新しい構造形式を数多く採用してきた。

本文では、JHにおける最近のPC橋梁を紹介するとともに、合理的な建設計画を含めた今後の取組みについて紹介するものである。

2. 最近のPC橋梁

2-1 第二名神高速道路 栗東橋

栗東橋は、第二名神高速道路の信楽IC（仮称）から大津JCT（仮称）の間、JRA栗東トレーニングセンターで有名な栗太郡栗東町の行政境に架橋される橋である。かわせみの生息地や三上・田上・信楽県立自然公園に指定された緑豊かな地域を横過する。さらに、架橋地点は大戸川ダムの建設が予定されており、急峻な地形のため最大支間長が170mにおよぶ規模である。

上部構造重量の軽減や基礎構造の縮小化、ウェブ施工の省力化、品質および耐久性の向上を目指して、世界初となる波形鋼板ウェブを用いたエクストラード橋とし、さらに、幅員が16.5mあることから3室箱桁構造を採用しており、波形鋼板ウェブ橋のマルチセル構造の採用も世界初となる。また、斜材ケーブル定着部の剛性と横方向剛性を確保するためにエッジ形式を採用している（図-3）。

世界初となる波形鋼板を用いたマルチセル構造とエクストラード形式の併用から、1/2模

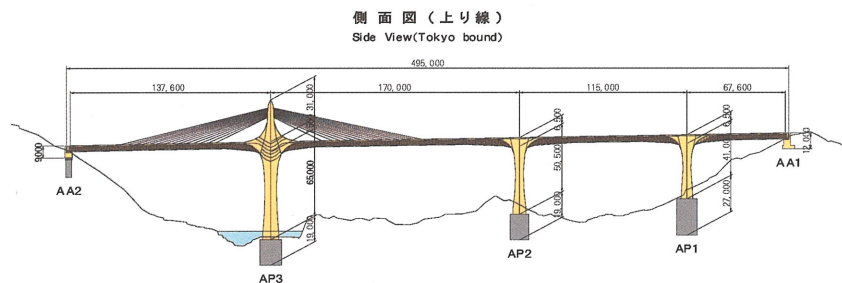


図-2 栗東橋一般図

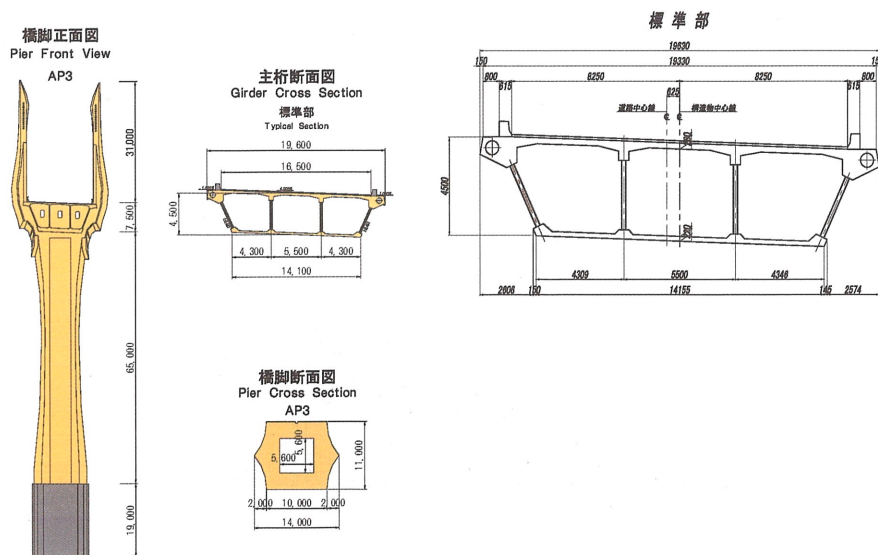


図-3 主塔および標準断面図

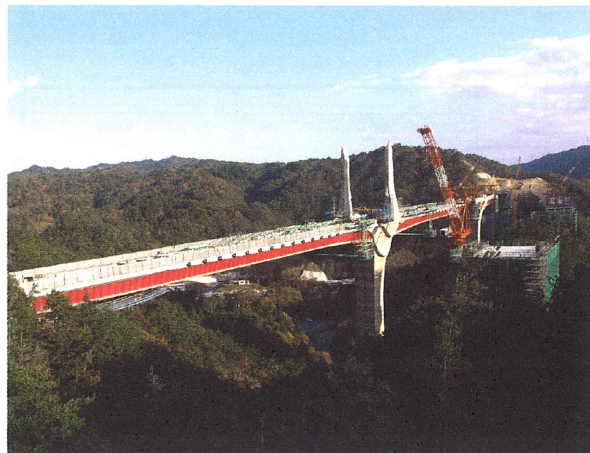


図-4 架設状況

型供試体におけるプレストレスの有効伝達長とその分布の状況、構造体の破壊安全性について検証を行っている。現在では上り線の主塔部の張出し架設が完了し、下り線の施工にも着手したところである。

2-2 長崎自動車道 日見夢大橋

日見夢大橋は、JR長崎駅から東へ5km、起点長崎ICから約3.7kmのところに建設された最大支間180mの橋梁である（図-5、6）。架橋最大支間地点は、一般国道34号と日見バイパスを跨ぐ地形条件にあり、長崎への玄関口としてのランドマークとなる。

本橋は、耐久性・維持管理に着目し、全外ケーブル方式を採用している。これによって、全ての主方向ケーブルを点検することができ、必要であれば交換も可能になる。さらなる軽量化のため、波形鋼板ウェブを用いたエクストラドーズド橋という形式を採用している。

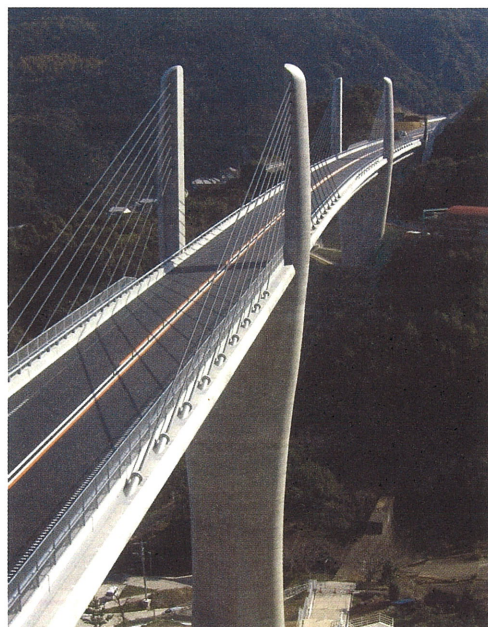


図-5 日見夢大橋全景

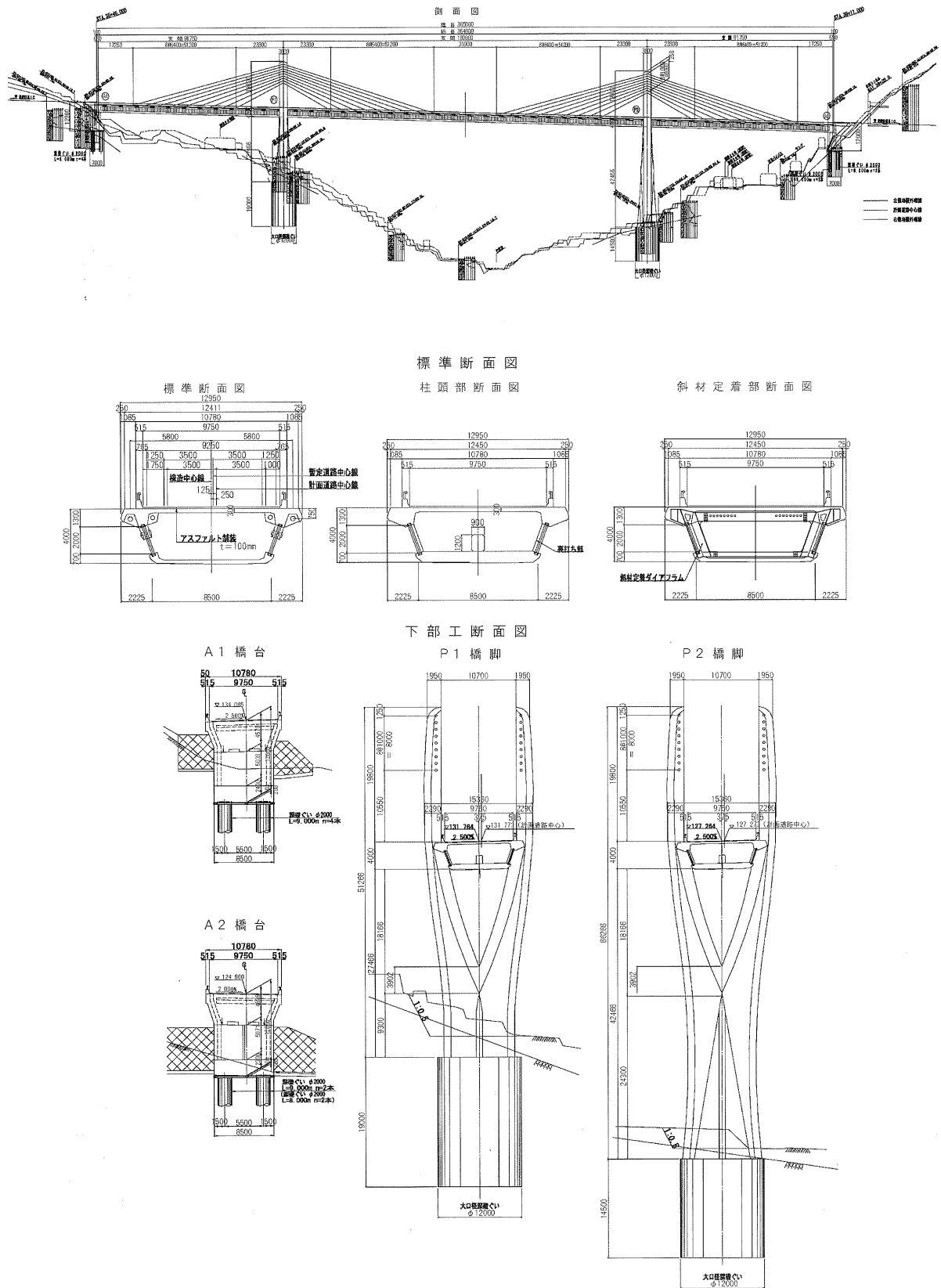


図-6 日見夢大橋一般図

斜材定着部は斜材の水平成分をコンクリートで、鉛直成分を鋼部材で負担する複合構造としているが、定着部の安全性や各々の接合部における応力伝達機構、終局までの曲げ挙動について不明確な点が多かったため、本構造の斜材定着部近傍の挙動および曲げ挙動を把握することを目的として、実橋をモデル化した供試体により確認実験を行っている(図-7)。

載荷点における荷重-変位関係を図-8に示す。主桁が塑性ヒンジ化する部位の波形鋼板ウェブおよびフランジの剛性を考慮した非線形解析値と実験値が精度よく一致することを確認している。

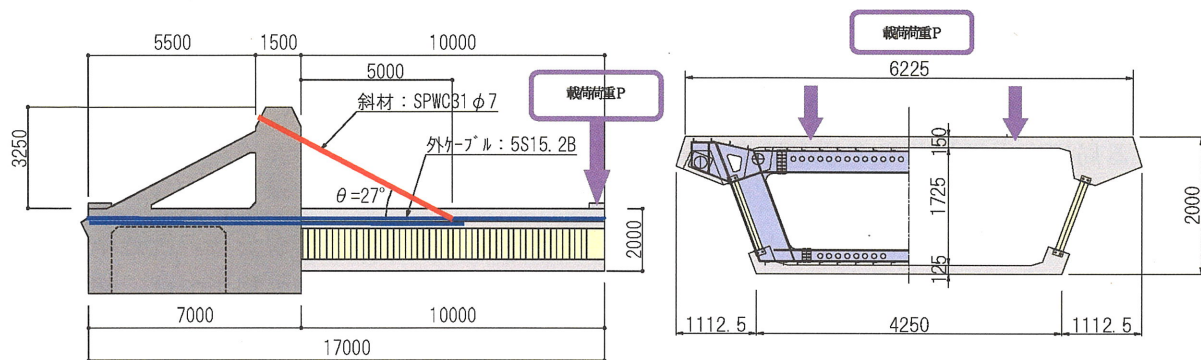


図-7 実験供試体概要図

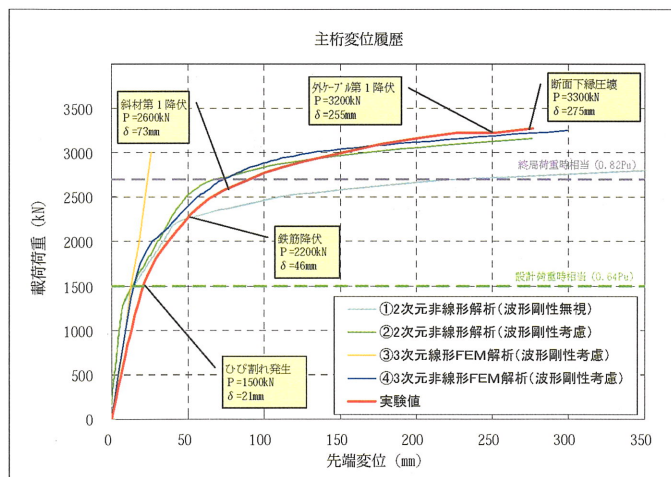


図-8 載荷点変位履歴

表-1 解析ケース一覧

解析方法	次数	波形剛性(鉄筋換算)
① 非線形解析	2次元	無視
② 非線形解析	2次元	考慮
③ 線形FEM解析	3次元	考慮
④ 非線形FEM解析	3次元	考慮

2-3 第二東名高速道路 矢作川橋

矢作川橋は、第二東名高速道路と東海環状自動車の共有区間となる豊田JCTと豊田東JCT(仮称)間の一級河川矢作川渡河部に架橋される4径間連続複合斜張橋である(図-9、10、11)。

最大支間長が235.0mになることから斜張橋形式を採用し、軽量化のため世界初となる斜張橋への波形鋼板ウェブの採用(斜吊区間)、さらに第二名神高速道路の木曾川橋・揖斐川橋でも採用している鋼床版箱桁(河川部)との混合構造を採用している。また、109.6mにおよぶ主塔には設計基準強度 60N/mm^2 の高強度・高性能コンクリートを採用し工費節減を図っており、コンクリート製の主塔では我が国最大規模となる。

上下線一体構造であるため標準幅員が43.8mにもおよび、これを一面吊りとし、5室箱桁の波形鋼板ウェブを採用するなど、これまでに類をみない形式である。

主桁斜材定着部構造を図-12に示す。1/2縮尺モデルにより実験を行い、斜材定着部近傍に作用する局部応力に対して十分な耐荷力を有していることを確認している。

施工では、主塔のクライミング足場の使用、昼夜2交代での施工およびコンクリートの温度追従養生による強度管理により、1リフト4.5mを14日間で施工し、型枠脱形後の浸透系吸水防止材の使用により、主塔コンクリートの耐久性能を確保している。主桁の施工では、超大型移動作業車の使用と主桁の一部プレハブ化により、1ブロック8m(通常は3~4m)を11日サイクルでの施工を実現している。



図-9 矢作川橋

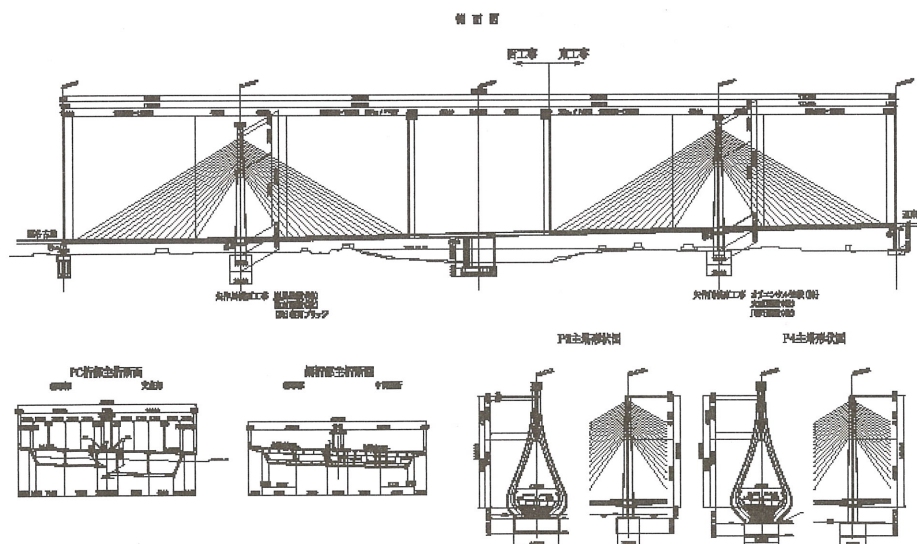


図-10 矢作川橋一般図

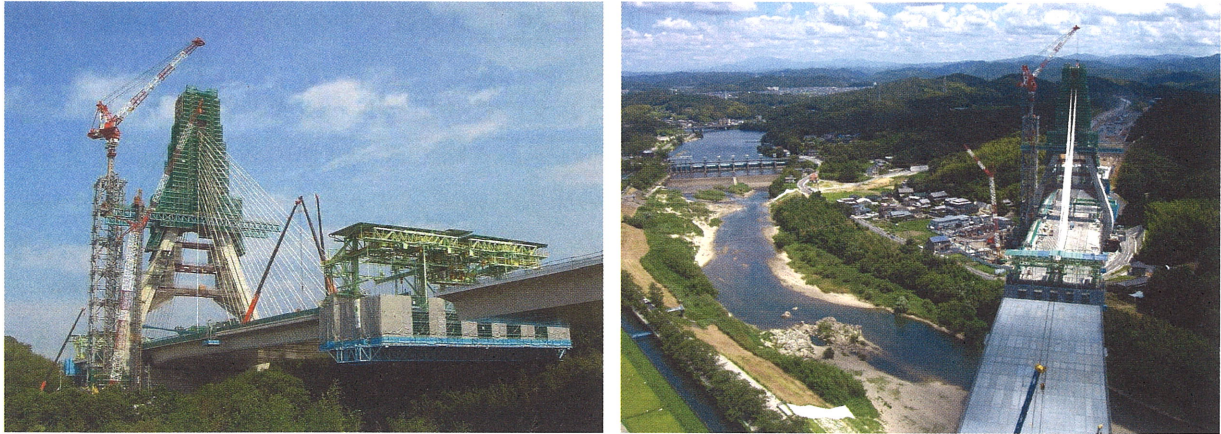


図-11 架設状況

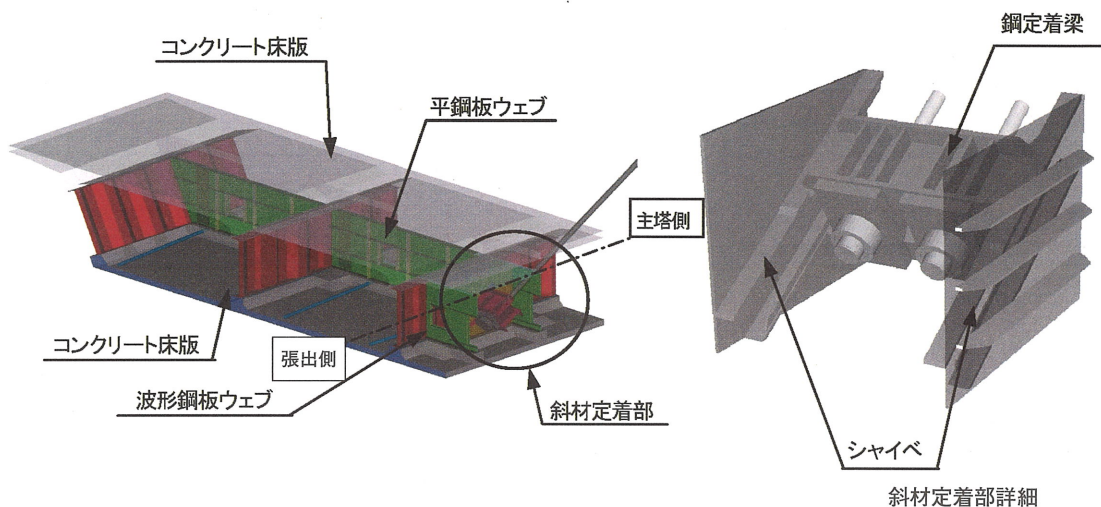


図-12 主桁斜材定着部構造

2-4 第二名神高速道路 信楽第七橋

張出架設において、全外ケーブル構造の場合はその定着突起により作業効率が下がり、施工日数の増加要因となっていた。そこで、第二名神高速道路 信楽第七橋（図-13）では、架設サイクルの短縮と施工の合理化を図るために、波形鋼板ウェブの特性を利用した以下の手法を採用している。

- ① フランジ、ウェブの接合により剛性を確保して波形鋼板ウェブを先行架設し、架設材として利用した。
- ② 吊り支保工と足場を一体化した簡易作業車により下床版を先行施工し、簡易作業車の移動後に上床版を下床版より1ブロック後に施工する。
- ③ 上床版の施工は、第二名神高速道路の古川高架橋で採用したプレキャストリブと埋設型枠を用いる手法を採用するとともに、配筋が過密となる張出し外ケーブル定着突起の定着面付近を、プレキャスト水平リブに一体構造として組み込んでいる。

施工サイクルを図-14に示す。本工法により、従来の張出架設サイクルに比べ6割程度に短縮している。

本橋で用いた簡易作業車は、波形鋼板の上フランジに移動用のレールを設置した吊り下げ構造となっているため、従来の移動作業のトラス部材等が省略でき、構造の簡素化と軽量化が可能となった。また、移動作業車の反力をとるための床版へのアンカー孔も不要である(図-16)。さらに、張出架設当初より波形鋼板上に直接組立てることが可能となったため、柱頭部の支保工施工延長を10m程度まで縮小することが可能である。

プレキャストリブを用いた床版はリブの有無により橋軸方向に一様ではないため、道路橋示方書の活荷重に対する断面力算定式でなく立体FEM解析を用いている。また、プレキャストリブは波形鋼板上フランジに1.6mピッチで設置されるため、リブ直下には波形鋼板と上床版を接続するアングルジベルが配置できず不均一となる(図-15)。このため、リブ間のアングルジベルで接続される構造として立体FEM解析を用いて設計を行うとともに外ケーブル定着突起付近の実物大載荷実験を行い局部的な応力の影響を確認している。

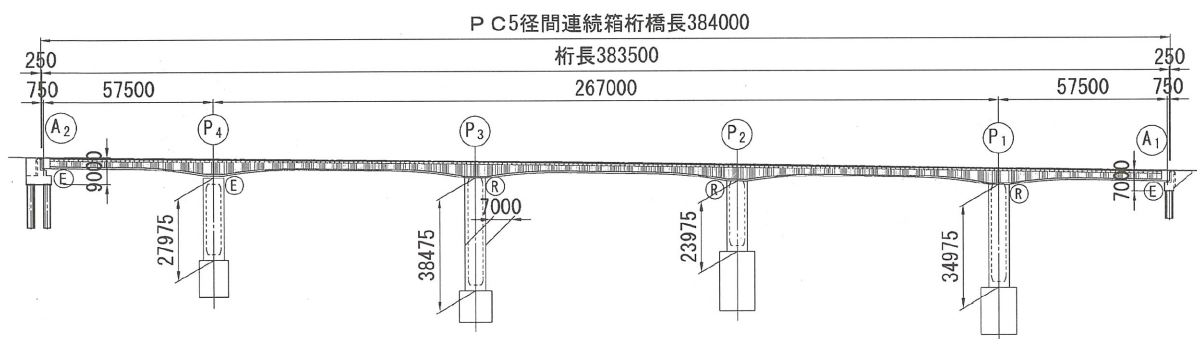


図-13 信楽第七橋概要図

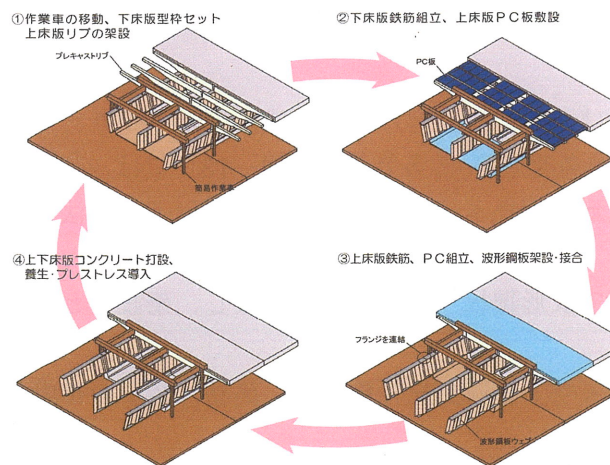


図-14 施工サイクル手順

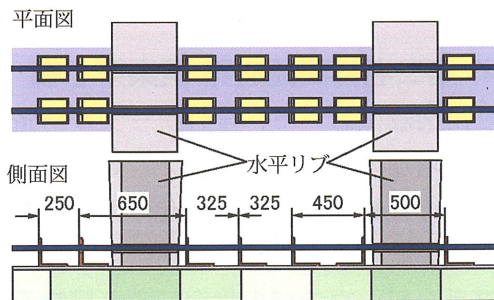


図-15 アングルジベル配置

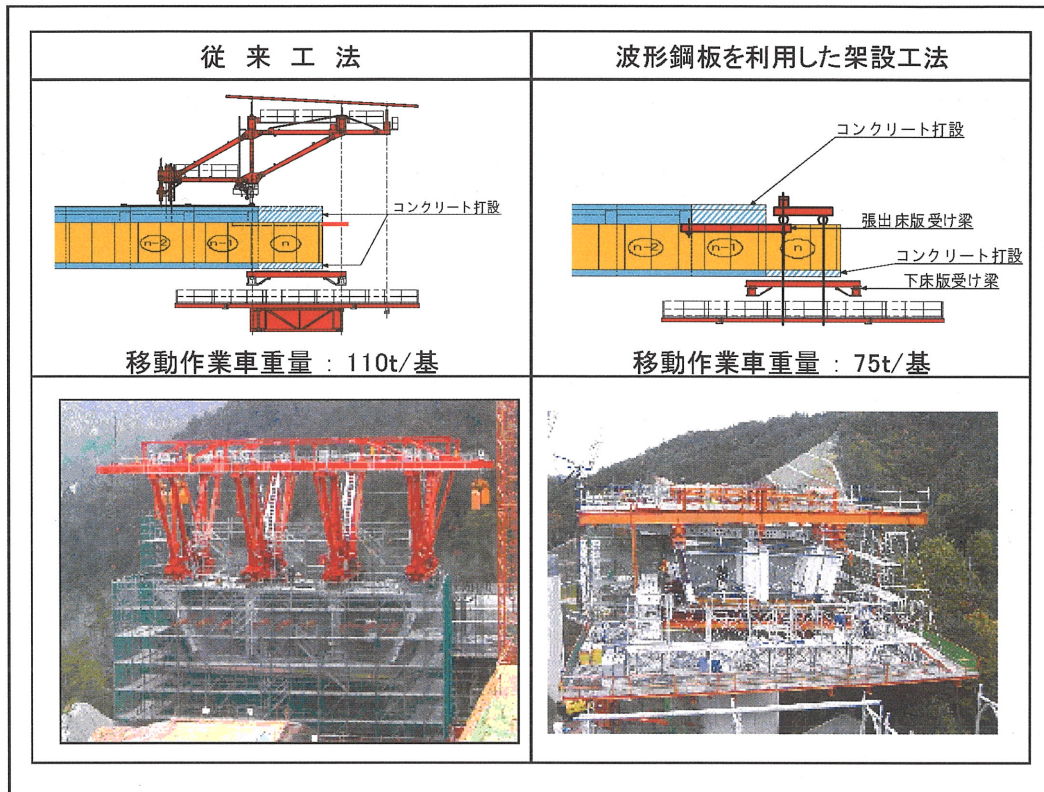


図-16 移動作業車の比較

2-5 第二東名高速道路 猿田川橋・巴川橋

猿田川橋は、第二東名高速道路静岡IC（仮称）～清水IC（仮称）間の静岡市北地区において、猿田川を渡河する橋梁で、橋長625m、有効幅員16.5m、最大支間長110mのPC 7 径間連続ラーメン複合トラス橋である。図-17に示すように、猿田川橋は山際を縫うように計画されているため、急峻な地形によって支間が大きくなることや、市街地から見渡せることから景観にも配慮する必要があるがフランスでの施工実績を参考にPC複合トラス橋の適用が計画されたものであるが、同形式の連続ラーメン橋としては世界で初めての採用となる。隣接する巴川橋はPC 5 径間連続ラーメン複合トラス橋であり、橋長は479mであるが、世界最大支間長119mを有する橋梁である。



図-17 猿田川橋・巴川橋完成予想図

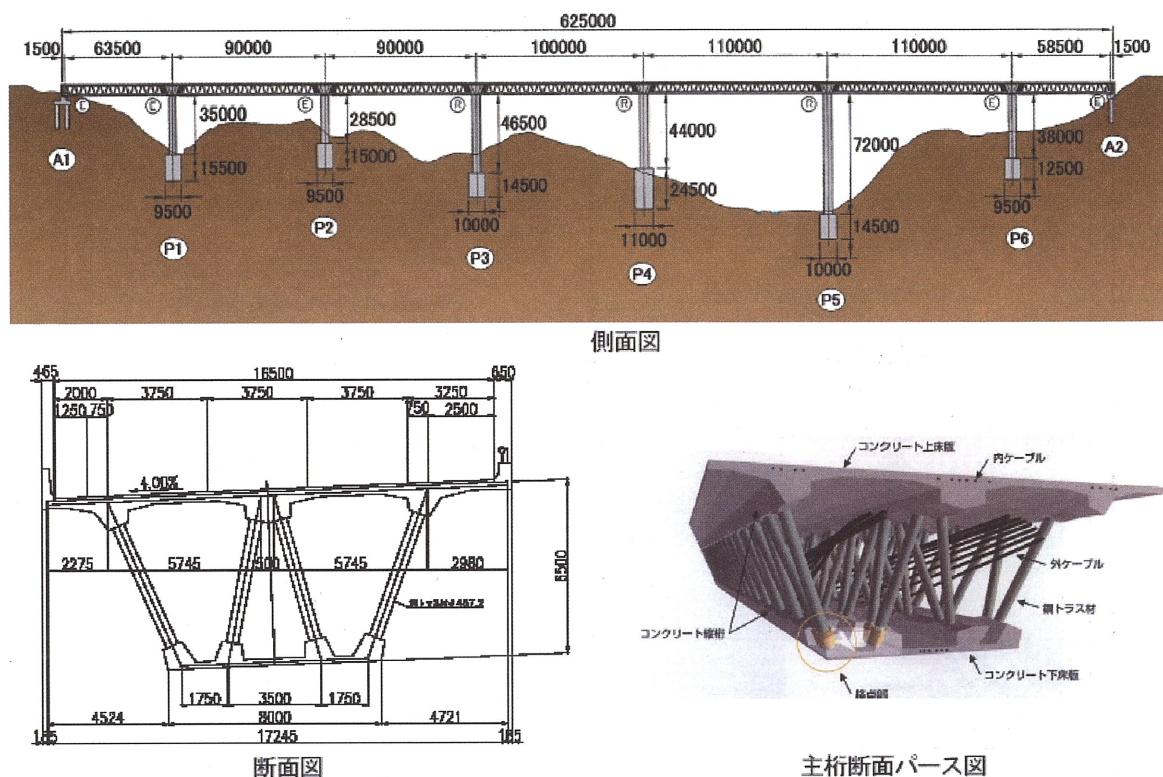


図-18 構造一般図(猿田川橋)

図-18に構造一般図を示す。本橋は橋脚高さが28.5mから72mの不等橋脚の高架橋であるため、高橋脚のP3、P4およびP5橋脚は鋼管・コンクリート複合構造を採用したラーメン構造とし、その他の低橋脚は免震支承を配置したRC構造としている。

上下コンクリート床版と鋼トラス材の接合部である格点構造は、国内でもいくつかの構造が提案され実用化しているものもあるが、本橋は移動作業車による張出し架設を行う連続ラーメン橋であるため、その格点構造には次のような性能を満足する構造が求められた。

- ①柱頭部から支間中央にかけて鋼トラス材の作用断面力が大きく変化するため、高軸力から低軸力まで合理的に設計できること
- ②場所打ち張出し施工における上越しなどに容易に対応できること
- ③大規模地震時に鋼トラス材の軸力が交番する部位があるため、引張力と圧縮力の両方に抵抗できること
- ④風雨に曝される下床版格点部は特に耐久性に優れた構造であること

そこで上記の要求性能を満足する構造として、鋼トラス材をコンクリート縦桁に埋め込むタイプの二重管格点構造(図-19)と二面ガセット格点構造(図-20)の二種類の格点構造を開発した。

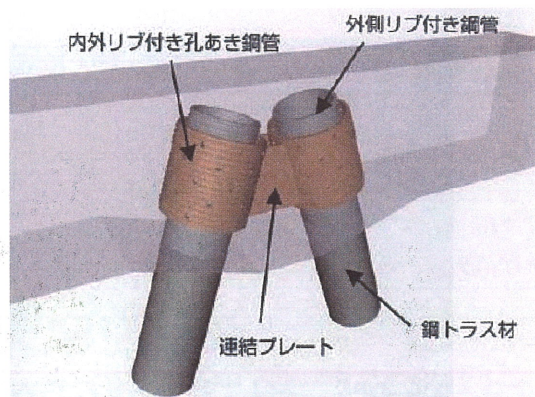


図-19 二重管格点構造

二重管格点構造は、鋼トラス材本体の先端を加工した外面リブ付き鋼管およびその外側に配置する内外面リブ付き孔あき鋼管、そしてその外側鋼管を連結するプレートで構成されている。鋼トラス材の受け持つ軸力は、トラス材本体の外面リブからコンクリートを介し、外側鋼管の内外面リブ付き鋼管に伝達される。さらにこの軸力は、せん断力として外周コンクリートと連結プレートによって一方のトラス材に伝達される構造となっている。

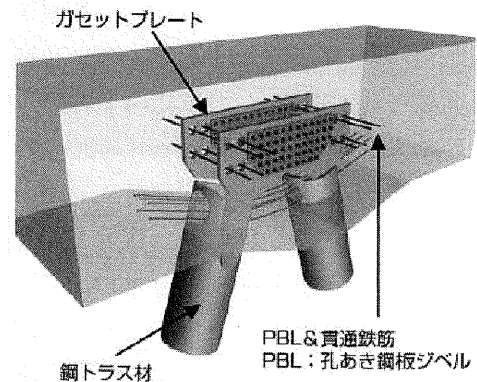


図-20 二面ガゼット格点構造

二面ガゼット格点構造は、鋼トラス橋に一般的に使用されるガゼット構造の改良型として、高力ボルトによる2面摩擦接合とパーフォボンドリブなどのずれ止め機構を組み合わせることによりコンパクトなガゼット格点構造となっている。

これら格点構造に対し、基本構造特性を把握するために図-21に示す1格点部の模型による実験を行い確認しているが、図-22のような1構面を取り出した1/2縮尺複合トラスはり模型による載荷実験を行い、床版断面力を考慮した格点部のせん断耐力やはりとしての耐荷性能についても検証している。

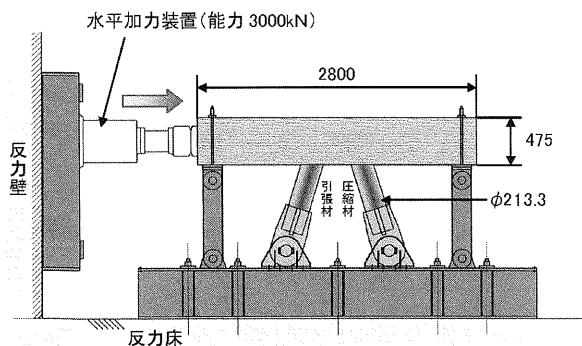


図-21 格点構造の耐荷力実験

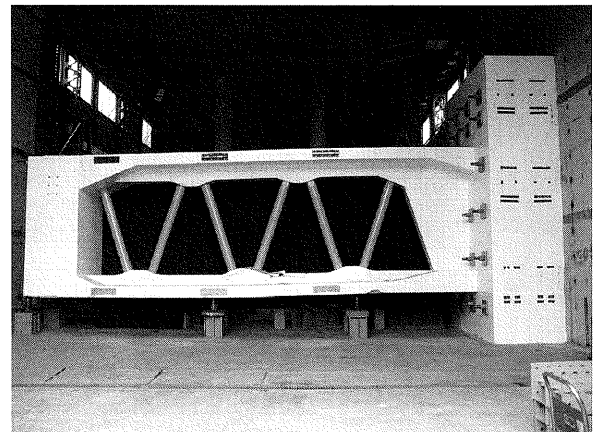


図-22 はり模型試験

2-6 第二東名高速道路 芝川高架橋

芝川高架橋は、第二東名高速道路の中で最も急峻な地形に計画されており、最大橋脚高さ83mを有する山岳橋梁である。また、周辺の地山の平均斜度は45°の急傾斜地であり、一般的なPC多室箱桁橋で施工した場合、橋脚基礎寸法が大きく、多額の費用を要し、地山への影響も大きくなることが予想された。

そこで、本橋では、コスト削減と環境への配慮から基礎及び橋脚構造を小さくし、構造物掘削による地山への影響を極力小さくすることとした。橋脚断面積を縮小するためには、上部工の箱幅を小さくする必要があるが、箱幅を小さくすると、張出床版支間が長くなることから、

ストラットと呼ばれる部材により張出床版を支持する構造（PCストラット付箱桁橋）として計画した。PCストラット付箱桁橋の採用により、従来の構造に対し、基礎工・下部工は約半分の断面積で構成でき、上部工も約80%の断面積で構成することが可能となった（図-25）。これらの結果、従来の構造に比べ約20%の工事費削減が可能となった。

このような、ストラットで支持された床版の設計方法や構造詳細の決定方法は技術的に確立されていないことから、立体FEM解析と模型実験により床版とストラットの接合部の耐力および耐久性に関する検討を行い、ストラットと上床版の接合部は発生曲げモーメントが小さく剛性の高い連続した梁（エッジビーム、図-24）を設けることとした。またエッジビームは、構造上の重量な部位となる接合部であることから、ひび割れを発生させない性能とした。

基礎工の掘削工法は、図-26に示す竹割型構造物掘削を採用し、地山に対する影響を最小限とすることや将来的な法面の維持に関するメンテナンス費を縮減できる構造となっている。また、高橋脚部には鋼管・コンクリート複合構造を採用し、施工性の向上も図った構造とした。

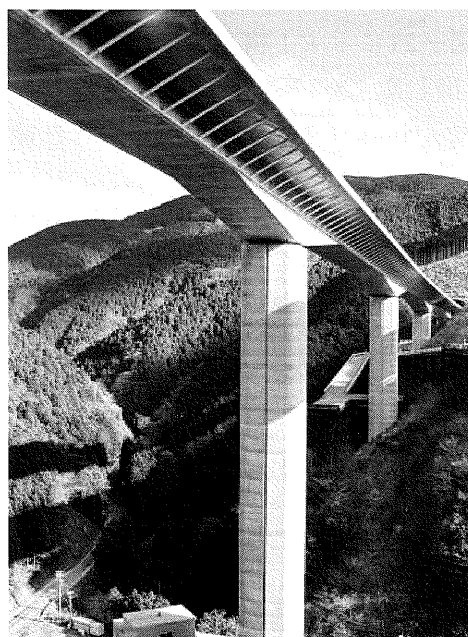


図-23 芝川高架橋

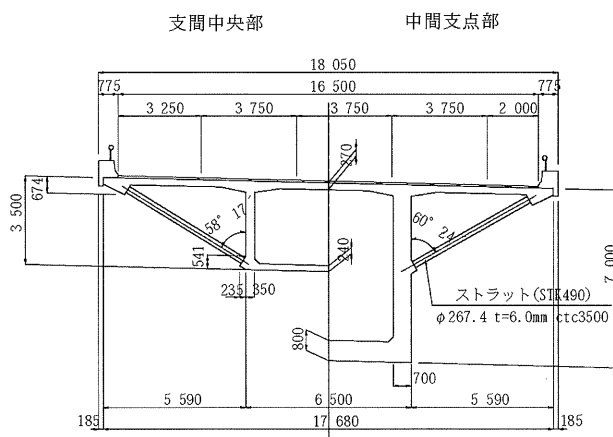


図-24 断面図

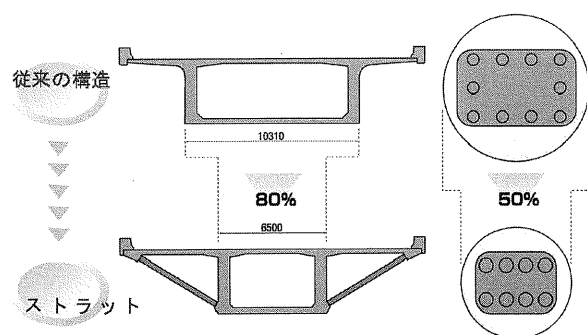


図-25 ストラットの効果

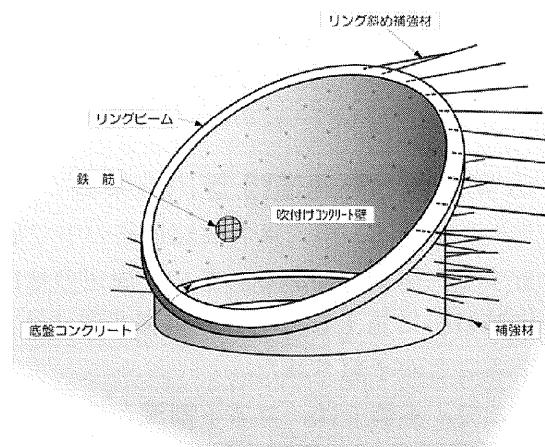


図-26 竹割型土留め

2-7 第二東名高速道路 内牧高架橋

内牧高架橋は、第二東名高速道路の静岡IC（仮称）と藤岡岡部IC（仮称）間に建設されるPC箱桁橋である。上下線が平行し、共に約1 kmの橋長を有する。それぞれが21径間連続桁形式で、標準部の支間長が約50mに統一されている。諸元を図-27に示す。

本橋は張出し床版をストラットで支持する形式で、上部構造の軽量化ならびに下部構造の小規模化が可能になっている。この形式では張出し床版を長くするため、全幅に対する底版幅の割合が一般的なPC箱桁より小さくなり、従って箱桁内の空間が小さくなる（図-28）。そこで、外ケーブル本数を極力低減し、限られた空間に効率よく配置するために、主方向のPC鋼材を大容量テンドン27S15.2を使用している。標準的な支間での外ケーブル配置本数は、1断面に14本である。

施工には、架設機械等の小規模化を目的として、断面分割型プレキャストセグメント工法を採用した。コアセグメントをスパンバイスパン工法により架設した後、張出し床版を移動作業車にて場所打ち施工するものである。また、桁高が一定であること、平面線形・縦横断勾配の変化への対応が比較的容易であること、製作設備が小規模となること等から、ショートラインマッチキャスト工法を採用している。

張出し床版は、張出し先端をストラットで支持される構造形式であると同時に、コアセグメントと場所打ちコンクリート部の境界部に橋軸方向の施工目地が介在するという特徴を有する。これらの特殊性に対する床版の疲労耐久性を確認する目的で、張出し床版部の実物大部分模型を製作して、70万往復回の移動輪荷重走行疲労試験を行っている（図-29）。試験の結果は良好であり、疲労に対する健全性が確認されている。

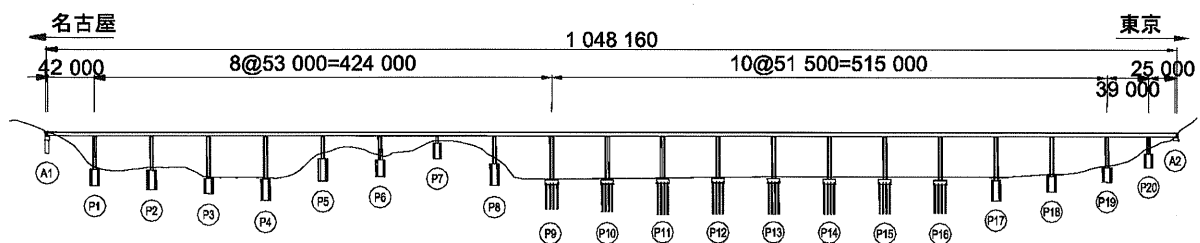


図-27 全体一般図（上り線）

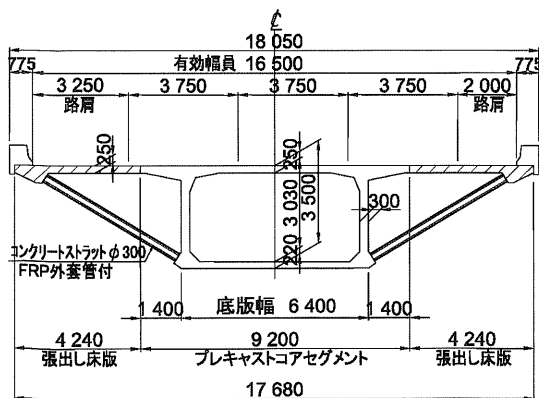


図-28 主桁断面図

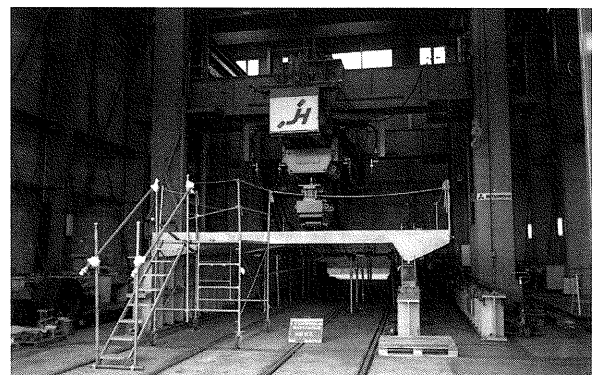


図-29 移動輪荷重走行疲労試験

2-8 第二東名高速道路 桂島高架橋

桂島高架橋は、第二東名高速道路の静岡IC（仮称）と藤岡岡部IC（仮称）間に建設されるPC箱桁橋である。架橋位置が起伏の大きな山間部であり、支保工の設置が困難なため押出し架設工法を採用している。合理的に押出し架設が行えるよう、断面分割施工法とし、コア断面にて押出し架設を行っている。また、更なる主桁重量の低減を図るためウェブを波形鋼板とし、リブ・ストラット付断面による一室箱桁構造を採用している。押出し架設工法によるリブ・ストラット付波形鋼板ウェブ橋は、我が国初の採用となる橋梁である。

図-30に全体一般図、図-31に主桁断面図、図-32に架設概要を示す。

コア断面にて押出し架設を行うことにより、PC箱桁を全断面にて押出し架設を行う場合と比較して、架設時の重量が50%に低減でき、製作ヤード設備や手延べ桁、押出し用ジャッキなどの架設設備を節減できるとともに、架設時に必要なPC鋼材量を大幅に低減させることが可能となった。

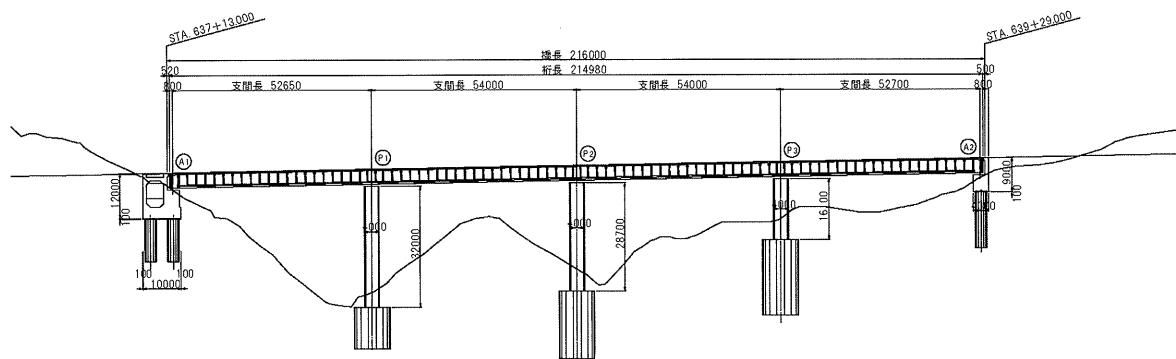


図-30 全体一般図

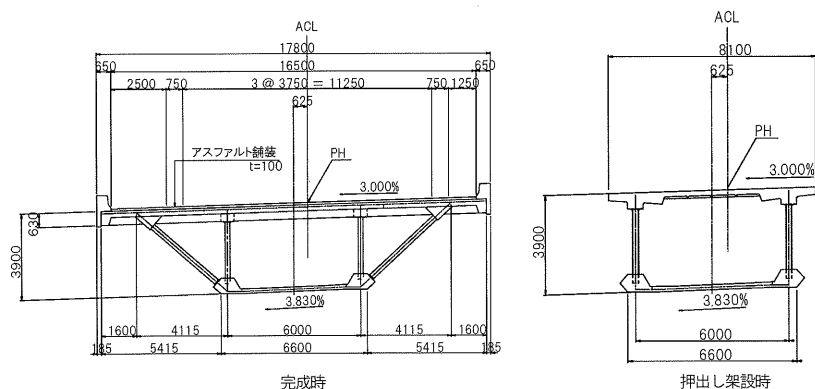


図-31 主桁断面図

図-33は、上床版の施工方法である。リブ間にPC板を敷設し、これを埋設型枠として場所打ちコンクリートを打設する工法を用いている。これにより、施工の省力化、工期の短縮を図ることが出来る。

また、本橋は全外ケーブル方式を採用しているため、押出し架設後に不要となる架設ケーブルを図-34に示すように、完成ケーブルに転用する工法も採用している。本工法により、架設ケーブルと完成ケーブルとを合わせた総ケーブル量を約40%低減している。

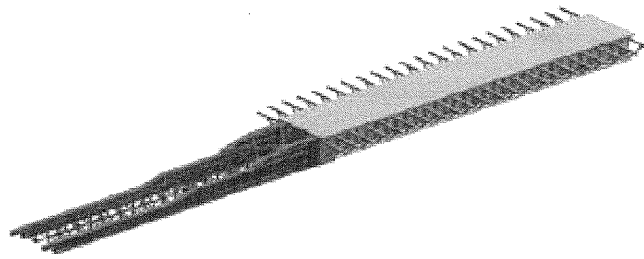


図-32 コア断面による押出し架設

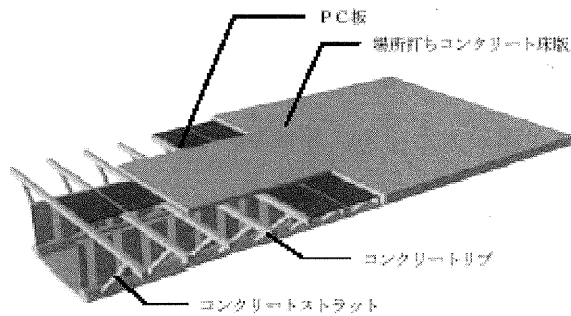


図-33 上床版施工方法

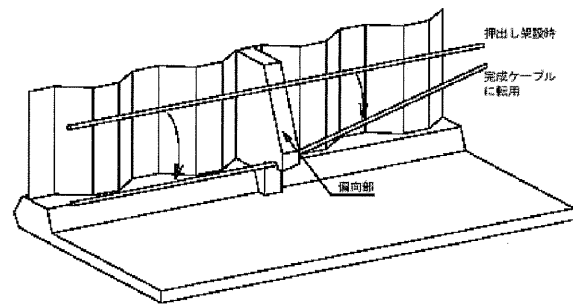


図-34 架設ケーブル転用方法

2-9 北海道縦貫自動車道 鳥崎川橋

北海道縦貫自動車道 鳥崎川橋はPC11径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋であり、A2橋台側から押出し架設によって施工する橋梁である。本橋では、波形鋼板を押出架設時の手述べ桁として代用し、押出し架設完了後には代用した波形鋼板を本体部材として利用する、従来の手延べ桁を必要としない架設工法を採用している。手述べ桁となる波形鋼板部分はフランジを接合して引張耐力を確保し、圧縮力に対しては、軽量化も考慮して超高強度繊維補強コンクリートにより下フランジを補強している（図-36）。

また、押出し架設時にのみ必要となる架設ケーブルは、全外ケーブル構造の利点を生かして、架設完了後に緊張力を開放して偏心させ完成ケーブルとして転用する計画である。

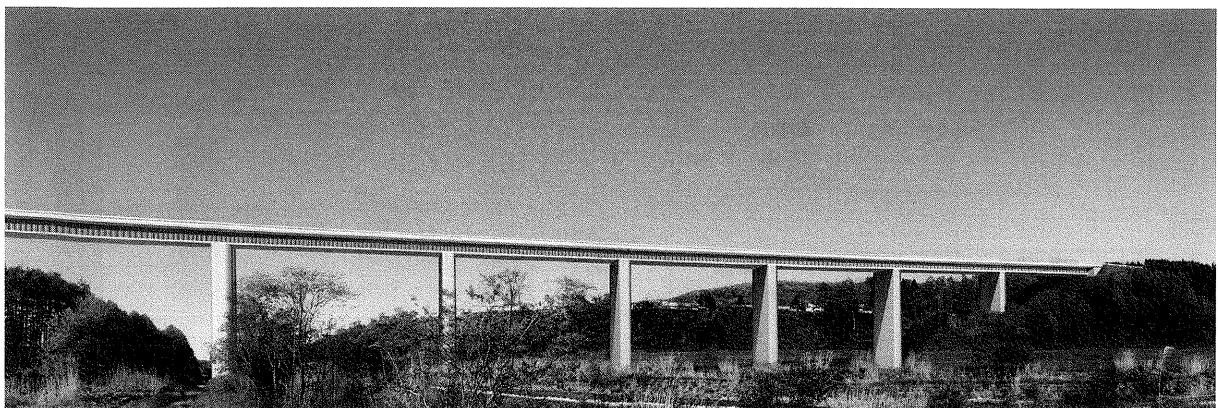


図-35 鳥崎川橋

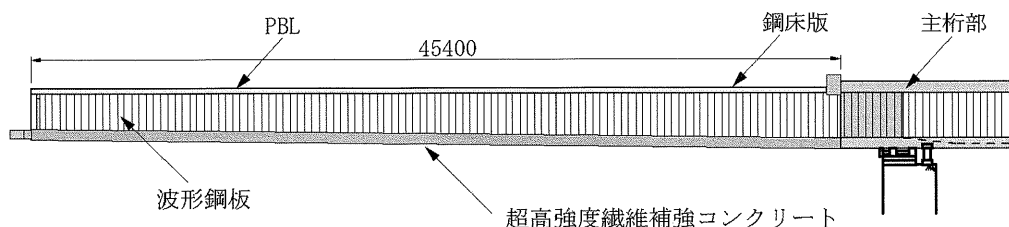


図-36 波形鋼板を手延べ桁に代用した押出し架設概要

2-10 第二東名高速道路 富士川橋

第二東名の富士川橋は、急流富士川を一跨ぎするアーチ橋で、高速道路路面を支える桁が鋼製、アーチ本体をコンクリート製とした我が国初となる鋼・コンクリート複合アーチ橋であり(図-37、38)、コンクリートアーチスパン265mは我が国最大となる。平成10年10月より施工を開始し、現在では、上り線が完成し、下り線の施工を行っているところである。

本橋では、補剛桁にPC床版鋼 2 主鈑桁を採用し、アーチに高強度コンクリート（50N/mm²）を用いて、橋梁全体を軽量化することにより経済性を追求している。また、クラウン部、橋脚、脚高の高い鉛直材には鋼桁との剛結構造を採用し、耐震性を高めるとともにメンテナンスを要する支承を削減している。

さらに、本橋架橋位置は、富士川河口断層帯と呼ばれる活断層群の中にあり、想定される活断層の地盤変動を考慮した耐震設計を実施し、大規模な地震が発生しても橋梁の各部位が粘り強く挙動することにより十分な耐震性能を確保するよう対応している。

アーチリブの架設は、図-39に示すピロンを併用した斜吊材による片持ち張出し工法を採用しており、アーチを全体で55のブロックに分割し、両岸から張出しを行なう架設工法である。ピロンの建造は、仮支柱を築造し、アーチリブを下から支え、そして河床より90mの高さとなるピロンをこの上に立て、斜吊材により前後バランスを取りながら、アーチを張出していく。ピロン位置を河川側に出したことにより、前側に倒れようとするピロンを支えるバックステー材の反力を、1基6,000m³となるアーチアバットに取ることができ、仮設材を大幅に削減している。

アーチリブは鉄筋コンクリート構造であるが、斜吊材の温度変化により伸び縮みし、1日最大約10cmの上下変動、さらに、1回のコンクリートを打設によって約30cmの変動がある。このため、レーザー光線による自動測量システムに、斜吊材温度の自動補正を組合せて、逐次設計データと比較することにより、高精度な施工を実現している。

横断面
17510

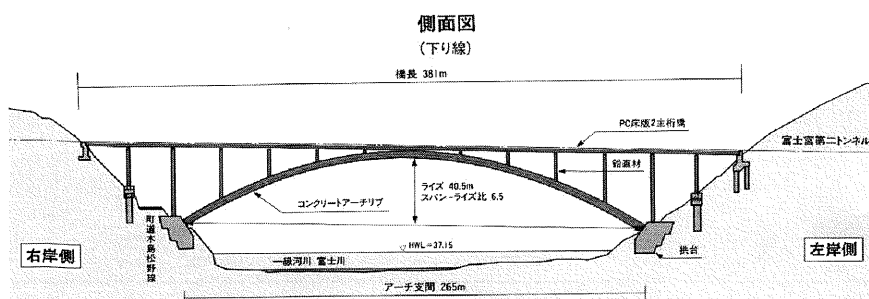
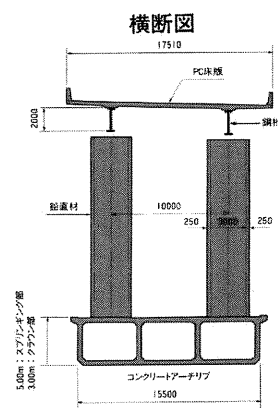


図-37 富士川橋一般図



図一38 富士川橋断面図

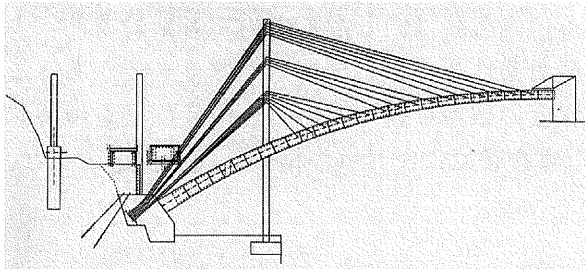


図-39 ピロン併用斜吊材による張出し架設概要図

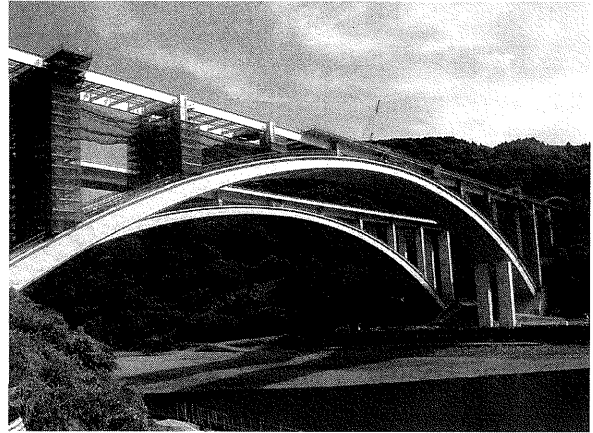


図-40 施工状況

3. 今後の橋梁形式選定時において検討すべき項目

3-1 橋梁形式の現状

JHにおける既設橋梁の形式別比率を図-41に示す。平成9年以前に開通した橋の比率では、大まかに分けてコンクリート橋が60%、鋼橋が40%となっている。鋼とコンクリートの比率は、平成9年以前も最近のデータもほとんど差がないが、コンクリート橋中を見ると、最近のコンクリート橋ではRC橋がほとんど使われていないということがわかる。

この点は、橋梁の形式選定のうえでは非常に重要な変化を示している。すなわち、名神・東名の時代には橋脚高さの低い高架区間では最も経済的であったRC中空床版橋が、経済性だけでは採用されなくなってきたのである。この間に、ひび割れ制御のできないRC構造の維持管理上の問題が形式選定の上で大きな比重を占めてきたことと、RC構造に代わるものとしてひび割れ制御が可能なPRC構造が開発され、JHの技術基準に標準化されたという大きな変化がある。維持管理の経験のなかった時代には初期コストの節減が最優先事項であったが、供用年数とともに維持管理のデータが蓄積され、維持管理の軽減も橋梁形式選定で考慮すべき重要なアイテムになってきたという例である。橋梁の形式選定では、建設コストというのは非常に重要な要素であるが、社会のニーズの変化とともに考慮すべき事項は複雑・多岐に渡るようになってきており、また各項目の評価手法についてもより定量的な手法が求められるようになった。

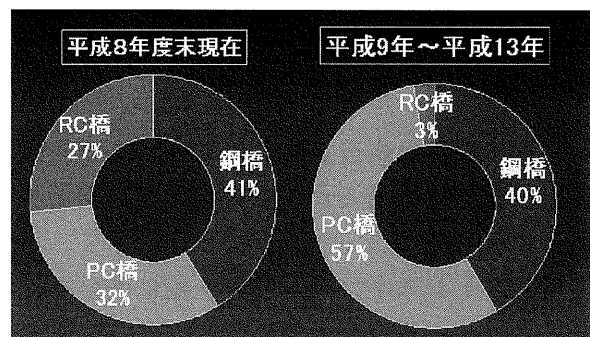


図-41 橋種の供用延長別比率

3-2 橋梁計画における経済性評価

JHにおける橋梁形式決定の最大要件は、建設コストの最小化である。この点については、時代が変わろうとも、JH設立当初から変わっていない。ただし、新形式橋梁や施工技術の開発、人件費・材料費のバランスなどにより橋の建設費は変化するため、最も経済的な橋が何であるかは時代の変化とともに変わっていく。

JHのような有料道路事業では、建設費を借入金で賄い通行料金で返済するため、初期コストを最小に抑えることが総支出額の最小化に繋がることから、橋梁の建設費の評価はより重要である。ただし、注意しなければいけないことは、橋の建設費は同じ形式の橋でも架設条件により大きく変わるため、架設費の算定に当たっては架設条件を十分に把握しておく必要があることと、橋梁形式検討時に積み上げる工事費はある程度の誤差を含んでいるということを理解しておくことである。精度の低い評価方法で算出した建設費にこだわって橋梁形式を選定すると、工事段階で後悔することにもなりかねない。

3-3 さらに建設費の縮減

表－２に、JHにおける最近の適用支間長に対する主な上部工形式を示す。

表－２ 適用支間長と主たる上部工形式

適用支間長	20m～40m	40m～70m	70m～120m	120m～
鋼橋	少主桁橋	少主桁橋	狭小箱桁橋 開断面箱桁橋	トラス橋 鋼床版箱桁橋
コンクリート橋	PRC 2主版桁橋 工場製作ゲート PC 箱桁橋	PC 箱桁橋	PC 箱桁橋 波形ウエブ橋	波形ウエブ橋 複合トラス橋 エクストラード橋

最近の橋梁形式選定においては、地盤条件が標準的な場合、40m～70m程度の適用支間長は鋼橋が経済的であるが、その他の適用支間長ではコンクリート橋が経済的に優位となる傾向である。

プレストレストコンクリート橋においては、外ケーブルと内ケーブルの合理的な配置を採用することにより、経済的優位性はさらに増すものと思われる。これは、PCグラウトのブリーディング抑制に対する品質管理方法の見直しと、PCグラウトの施工中および硬化後に充てん状況を確認する技術開発などPCグラウトの技術規準の整備を行ったために可能となったものである。なお、内ケーブルへのPCグラウトの施工難易度は依然として高いものであるため、充てん性のよい直線配置への採用に限定し、施工計画策定時には十分な検討を行っている。

波形鋼板ウエブ橋においては、波形鋼板パネルを標準化することによる製作の省力化と、床版との接合部へ合理化構造を採用、波形鋼板の防食仕様の向上策やステンレスやチタンなどの耐食材料の適用性検討など、波形鋼板ウエブ構造の最適な構造細目を検討している。また、第二名神高速道路 信楽第七橋や北海道縦貫自動車道 鳥崎川橋で紹介したように、せん断座屈耐力が高く、自重の軽減が図れる波形鋼板の特性を活かし、施工時にも積極的に使用していくことで施工の省力化に取り組んでいる。

3-4 環境への対応

道路建設は、少なからず自然環境の改変を伴うため、環境負荷をいかに最小限に抑えるかを考えなければならないが、一方で人工環境の創造という視点もある。特に橋梁のような道路構造物は、一般的には、自然環境に溶け込むように目立たせなくする工夫が必要とされるが、状況によっては地域のランドマークとして積極的な意匠検討を行う場合もある。

自動車が高架道路上を走行すると、その振動によって床版や桁から下方に音が放射される。

表-3 橋種ごとのaの値

	橋 種	a	
鋼橋	鋼床版箱桁橋	40.5 (2.0)	
	コンクリート床版箱桁橋	36.9 (3.9)	34.6 (2.7)
	コンクリート床版鉄桁橋		38.6 (3.8)
コンクリート橋	I 桁橋	33.5 (3.4)	30.9 (3.1)
	I 桁橋以外		34.9 (2.8)

※ 括弧内の数値はデータのばらつきを示す標準偏差[dB]

その音の大きさは走行車両の速度や重量に加え、橋梁構造に依存しており、(社)日本音響学会提案の道路交通騒音の予測モデル「ASJ RTN-Model2003」において、大型車両による高架構造物音のパワーレベル式として以下のように規定されている。

$$L_{WA, str} = a + 30 \log_{10} V \quad [dB] \quad \cdots \text{式(1)}$$

ここで、Vは走行速度 (km/h)、aは橋梁種別ごとに表-3に示す値であり、音響的特長を重視した5分類と、実用性を考慮した3分類の2パターンで設定されている。鋼橋よりコンクリート橋のほうが3.4~7dB程度ではあるが、発生騒音に対し優位性があることがわかる。

また、地球温暖化要因の一つとされる炭酸ガスの排出量を橋梁工事の観点で見ると、道路構造別または橋梁種別ごとに差異が推測されている。例えば、コンクリート橋の施工に伴う炭酸ガス排出量は、鋼橋の排出量に比較して少ないといった報告も見受けられる。橋種は様々な条件を考慮して選定されるが、これら高架構造物音や炭酸ガス排出量は、今後の判断基準の一つとなると考えられる。

一般的に使用されている材料には、含まれる成分が環境や人体に有害な物質を含んでいる場合がある。代替可能な他の材料が無くこれらを使用する場合には、関連法規や製品安全データシート(MSDS)に記載されている事項に留意し適切に対応していかなければならない。なお、JHでは代替材料の開発・検討も行っており、最近では、鋼橋の塗装に鉛・クロムフリー塗装が採用できるよう技術規準の整備を行ったところである。

現在の橋梁計画における環境負荷の軽減策では、騒音・振動の発生要因となる伸縮装置をいかに減らすかが重要である。JHでは、免震技術の応用による連続化や、延長床版構造などによる伸縮装置を減らすことなど、環境保全にも積極的に取り組んでいる。

3-5 維持管理の容易さとLCC評価

高速道路の供用延長も7,000kmを超え、橋梁の管理延長も1,000kmに達している。高速道路ネットワーク整備の初期の頃は、「早く・安く」作ることが高速道路建設の最大の目標であったが、供用延長の増大や老朽化路線の増加とともに維持管理費も増加し、維持管理費を抑制することも同時に考えなければならなくなっている。当然のことながら、橋梁形式選定においても、環境条件に応じて維持管理費を最小にするような配慮が必要になっているし、特に最近ではコンクリートの中性化や塩害など耐久性に関する性能の予測手法も確立されてきており、維持管理費をより定量的に評価することが求められるようになってきた。JHにおいても、橋梁の維持管理費の最小化を目指しBMS (Bridge Management System) の確立に向け技術開発を行ってきており、科学的分析と既設橋の点検データに基づいた劣化予測とLCC評価を行うことを目指している。しかしながら、50年以上に渡る維持管理費を正確に予測することは難しく、建設費と同じ精度で評価することには無理がある。橋梁をどのように維持管理していくかを明確にイメージし、維持管理を容易にする構造の採用などを橋梁計画に反映していくことが重要である。

3-6 工事発注単位

橋梁の形式選定では、経済性や維持管理性などの橋梁の性能に直接関わる事項の他に、その橋梁を建設する際の発注方式や発注単位なども考慮する必要がある。例えば、個々の橋について最も経済的な形式を選定するよりも、ある範囲内にある橋梁群をひとつの発注単位として捉え、形式を統一することで工事が効率化しより経済的になる場合や、将来の維持管理が容易になることなどのメリットがある。むやみに工事規模を大きくしすぎても工期が長くなりすぎて非効率となる場合もあるが、工事発注単位は、より大規模な方が仮設備や支保工の転用などにより共通的な経費が節減できることから、プレキャストセグメント工法を用いた大規模工事などは特に有利と考えている。

3-7 新しい契約制度

入札参加希望者の技術開発や得意分野を最大限に生かし、経済的な道路建設を行うため、契約後VE提案方式や入札時VE提案付設計・施工一括発注方式などの新しい契約制度を試行導入している。従来の価格のみの競争から技術力の競争に変換を図ることにより、技術力を有する施工者が有利となるものである。また、経済的な道路建設を可能とするだけでなく、採用されたVE提案によって、提案者へ利益還元があることも特徴である。施工者にインセンティブが働くことによる、より一層の技術開発促進が期待される。

①契約後VE提案方式

設計図書により入札を行ったあとに、設計手法も含めてVE提案を受け付ける、契約後VE提案方式(設計VE)を平成15年度より試行している。対象橋梁を表-4に示す。

表-4 設計VE対象橋梁一覧

工 事 名	
第二東名高速道路	花倉高架橋(PC上部工)工事
第二名神高速道路	池田高架橋東(PC上部工)工事
第二名神高速道路	錐ヶ瀧橋(PC上部工)上り線工事
第二名神高速道路	錐ヶ瀧橋(PC上部工)下り線東工事

VE提案事例として、PC箱桁構造の標準案に対し、ウェブにプレテンションウェブ工法を採用する提案がある。上部構造の軽量化と施工の省力化を図ることで経済性を高めた形式で、採用に向けて、プレテンションウェブのせん断分担率や終局耐力などについて検討を行っている。その他に、PRC構造にファイバーコンクリートを採用することにより、ひび割れ幅制御効果を向上させPC鋼材量を削減する提案もある。

②入札時VE提案付設計・施工一括発注方式

本契約方式は、一般的には橋梁全体(上下部工)を対象とし、設計と施工方法に対して入札参加希望者からVE提案を募集し、審査で適切と認められた提案の中から価格競争により契約を行うものである。本契約方式も標準案による入札も可能としている。比較的民間の技術開発の進展が著しい分野や、施工方法等に関して固有の技術を有する分野などの工事で、架橋地点に制限が少なく、自由な形式検討ができる橋梁が対象となる。

平成15年度に発注を行った、高知自動車道(四車線化)しなね橋工事の事例では、7径間連続鋼2主鈑桁橋の標準案に対し、7径間連続鋼2主鈑桁ラーメン橋を提案した入札参加者が落札している。

4. おわりに

JHではこれまで、複合構造、プレキャストセグメント工法、外ケーブル構造等の新技術・新工法を採用し、さらに、維持管理技術の開発を進めてきた。新技術の発展・活用には、既往の技術力だけではなく、解析技術・施工技術の更なる高度化が要求されるし、何よりも新しいものに挑戦する信念と情熱が技術者には必要である。

JHは平成17年に民営化し、それ以降は3社の高速道路株式会社として、約2,000kmの高速道路を整備する予定である。昨今の情勢は新たな道路整備に厳しいものであるが、今後も情熱を持ちながら積極的な技術開発を行い、経済性・維持管理性に加え、環境負荷の軽減や景観への配慮、高速道路としてのサービスの向上など、幅広い社会の要求に応えられるように、多様な視点から技術開発を行っていく所存である。

参考文献

- 1) 酒井松男, 岡澤祐三, 木越健二, 立川一彦: 波形鋼板ウェブを有するエクストラードード橋の1/2モデル実験-長崎道 日見橋-, EXTEC, No.65
- 2) 今井昌文, 奥山元, 垂水祐二, 忽那幸浩: 波形鋼板ウェブPC斜張橋(矢作川橋)の主桁斜材定着部に関する実験, 第12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講演論文集, 2003.10
- 3) 永元直樹, 中藺明広, 安川義行, 春日昭夫: 張出し施工時に波形鋼板を架設材として利用した信楽第七橋の設計, 第12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, 2003.10
- 4) 村尾光弘, 宮内秀敏, 毛利俊彦, 田中克則, 佐川信之, 西村公: 信楽第七橋, 津久見川橋の設計と施工-施工の合理化, 急速化を図った波形鋼板ウェブ橋-, 橋梁と基礎, 2004.2
- 5) 例えば, 吉田, 古市, 日紫喜, 山村: 鋼トラスウェブPC橋の格点構造に関する実験的研究, 第10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講演論文集, 2000.10
- 6) 青木圭一, 本間淳史, 山口貴志, 星加益朗: PC複合トラス橋の設計・施工-第二東名高速道路 猿田川橋・巴川橋-, コンクリート工学, Vol.42 No. 8
- 7) 寺田典生, 福永靖雄, 三浦純夫, 中島豊茂: 芝川高架橋の設計と施工-ストラットを有するPC箱桁橋-, 橋梁と基礎, 2003.9
- 8) 本間淳史, 宮越信, 山村正人, 齋藤公生: 大容量外ケーブルを適用したプレキャストセグメント偏向部の設計-内牧高架橋(PC上部工)工事-, 第12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講演論文集, 2003.10
- 9) 諸橋明, 青木圭一, 和田宣史, 中村収志: 桂島高架橋の計画-リブ・ストラット付き波形鋼板ウェブPC箱桁橋-, 第13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講演論文集, 2004.10
- 10) 三百田健治, 榊原和成: 環境と橋梁, 橋梁と基礎, 2004.8
- 11) 例えば, 泉満明: 道路建設事業に関連する環境問題, 道路, 2004.1

資 料

－ 資 料 －

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

- (第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況
昭和46年11月
- (第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題
昭和48年10月
- (第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技
昭和49年11月
- (第4回) 最近のPCの動向について
昭和50年11月
- (第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題
昭和52年1月
- (第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本
昭和53年1月
- (第7回) プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例
昭和54年1月
- (第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工
昭和55年1月
- (第9回) PCによる構造物の補強とPC構造物の設計・施工
昭和56年1月
- (第10回) プレストレストコンクリート技術の現況
昭和57年1月
- (第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状
昭和58年1月
- (第12回) PC構造物最近の設計例と未来像
昭和59年1月
- (第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題
昭和60年1月
- (第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み
昭和61年1月
- (第15回) 21世紀に向けてのPC技術
昭和62年2月
- (第16回) 新しいPC技術とその展望
昭和63年2月

- (第17回) 新しい分野でのPCの活用
平成元年 2 月
- (第18回) 最近のPC技術の動向と話題
平成 2 年 1 月
- (第19回) 新たな展開を示すPC構造
平成 3 年 2 月
- (第20回) PC技術の役割と発展
平成 4 年 2 月
- (第21回) PC構造物の供用性と耐久性の向上 *
平成 5 年 2 月
- (第22回) 新しいPC技術の実用化
平成 6 年 2 月
- (第23回) 最近のPC技術の展開 *
平成 7 年 2 月
- (第24回) 高性能なPC構造物をめざして *
平成 8 年 2 月
- (第25回) 社会基盤とPC構造物 *
平成 9 年 2 月
- (第26回) 新しいPC技術の動向 *
平成10年 2 月
- (第27回) PC構造物の耐震設計の現状 *
平成11年 2 月
- (第28回) PC技術の新しい動向と国際化 *
平成12年 2 月
- (第29回) プレストレストコンクリートの歩みと21世紀の展望 *
平成13年 2 月
- (第30回) プレストレストコンクリートの新たな発展—21世紀— *
平成14年 2 月
- (第31回) プレストレストコンクリート技術の適用拡大と世界の動向 *
平成15年 2 月
- (第32回) プレストレストコンクリート構造物の新たな動向 *
平成16年 2 月
- (第33回) 今求められるPC技術 *
平成17年 2 月

*印はテキスト在庫あり

平成17年1月31日 印刷
平成17年2月1日 発行

今 求 め ら れ る P C 技 術

会員特価5,000円
(〒500)

発行者 藏 慎 一 東京都新宿区津久戸町4番6号

印刷所 有限会社 コーケン印刷 東京都千代田区飯田橋3-2-6

発行所 懇 倶 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521

FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821

東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル
