

PC技術の進歩とその応用

－第34回PC技術講習会－

平成18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

海外事例の紹介	1
－最近の欧州PC橋梁とfib Symposiumブダペスト－	
鹿島建設(株)	山 本 徹
三井住友建設(株)	春 日 昭 夫
(株)ピーエス三菱	森 拓 也
群馬大学工学部教授・本協会会長	辻 幸 和
建築物の耐震改修とPC技術	37
大阪大学大学院教授・本協会常務理事	大 野 義 照
京都大学大学院教授・本協会理事	渡 邊 史 夫
京都大学大学院助教授	西 山 峰 広
独立行政法人建築研究所構造研究グループ	加 藤 博 人
大阪大学大学院講師	岸 本 一 藏
外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法	
設計施工規準（平成17年6月）について	73
(株)復建エンジニアリング・本改訂委員会委員長	多久和 勇
(株)日本構造橋梁研究所・同委員兼幹事長	前 田 晴 人
(株)富士ピー・エス・同委員兼幹事	菅 野 昇 孝
PCグラウトの設計施工指針	93
(社)プレストレストコンクリート技術協会 PCグラウト規準作成委員会	
高速道路における複合橋梁の最近の動向	107
東日本高速道路(株) 東北支社 建設事業部 計画設計チームリーダー	紫 桃 孝一郎
中日本高速道路(株) 高速道路事業本部 建設事業部 技術チームリーダー	猪 熊 康 夫
中日本高速道路(株) 中央研究所 道路研究部 橋梁研究室長	本 間 淳 史
中日本高速道路(株) 中央研究所 道路研究部 橋梁研究室主任	大 城 壮 司
西日本高速道路(株) 関西支社 大阪技術事務所 技術指導第二課長	芦 塚 憲一郎
PC橋のメンテナンス	129
－複合構造橋梁の耐久性向上とPC橋の補修・補強技術－	
中日本高速道路(株) 中央研究所 橋梁研究主幹	緒 方 紀 夫
中日本高速道路(株) 中央研究所 道路研究部 橋梁研究室主任	稲 葉 尚 文
中日本高速道路(株) 中央研究所 道路研究部 橋梁研究室	小 野 聖 久
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	大 浦 隆
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	佐 藤 正 明
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	濱 田 譲

海外事例の紹介

ー最近の欧州PC橋梁とfib Symposiumブダペストー

鹿島建設(株)

三井住友建設(株)

(株)ピーエス三菱

群馬大学工学部教授・本協会会長

山 本 徹

春 日 昭 夫

森 拓 也

辻 幸 和

1. はじめに

(社)プレストレストコンクリート技術協会では、2005年5月のfib ブダペストSymposiumの参加と欧州の橋梁調査を目的とする調査団を組織し、渡欧した。視察地はフランス、スペイン、ハンガリーである。ここでは、本調査団の報告をもとに、欧州の最近の橋梁事例を紹介する。

2. 最近の欧州PC橋梁

2.1 Millau (ミヨー) 高架橋

筆者らは、2005年5月19日にミヨー橋を訪れる機会を得た。ミヨー橋に関しては、昨年度の本講習会テキストにもその概要が紹介されているが、本報告は、現地で得た情報、雑誌に掲載された記事 (Travaux816号J.P.マルタン、M.ボノモ、C.セルバン著、南雲訳) 等を参考に、上下部工の施工概要に関し、昨年度のテキストを補足する形でまとめたものである。したがって、橋梁概要や設計に関する内容は、昨年度テキストを参照いただきたい。

2.1.1 下部工の施工

(1) 橋脚の施工

コンクリートは、時間80m³の製造能力のあるLiebherrの2工場で製造された設計基準強度60N/mm²の高性能コンクリートである。橋脚の下方30mは、ポンプ打設とした (部材厚が60cm以上となる橋脚のロット高さ)。それ以上のロットは、65mのブーム長があり、最大20tの吊能力のあるタワークレーンによるバケット打設とした (写真-1)。

現場主任は、各橋脚において作業員12人からなるチーム編成を行い、2チームによる7時間2交代制で作業に当らせた。

型枠は、外型枠については自動上昇タイプであり、内型枠については半自動上昇型枠である。橋脚の形状はわずかなねじれ面や連続的な角度の変化があるため、常に型枠を調整する必要があった。この中空橋脚の複雑な形状は、専門会社のPeri社との共同でEiffage T.P.社により開発された高度な特別型枠の技術を必要とした。

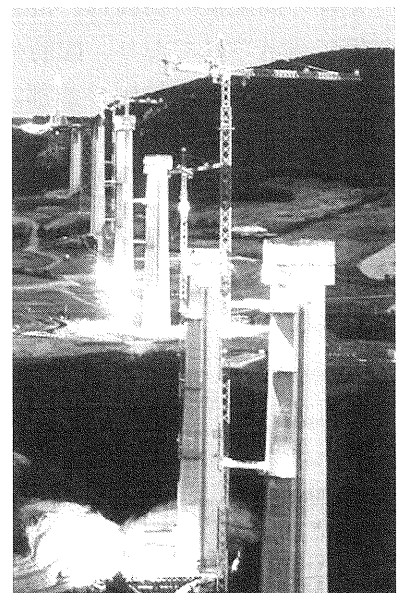


写真-1 橋脚の施工

外型枠は、Peri社によって製作された自動上昇装置によって、クレーンを用いず油圧により、コンクリートの打設毎に上昇する。特別な鋼製の型枠を採用することによりかなりの転用回数に対処でき、コンクリート表面の高い品質を得ることが可能となった。型枠の上昇作業は、4 mの各ロット高さに対し25分程度で実施された。単独柱部分には10セットの上昇装置が、2本脚部には14セットが適用された。

内型枠は、クレーンにより持ち上げられる従来方式のシステムである。これは約30m間隔で内部隔壁が存在するため、自動上昇型枠では不経済となったためである。全体で以下に示す7基の型枠設備が現場に設置された。

- ・単橋脚部用の3基の型枠および上昇設備
- ・2本橋脚部用の3基の型枠および上昇設備と1基の外型枠および上昇設備
- ・単橋脚と2本橋脚部の推移領域用の上昇設備を含めた1基の内型枠設備

橋脚の底部について、3 m³バケットによる打設は平均6～7時間要した。一ロット当りの最大打設量は、最も高いP2橋脚の62リフト目の322m³で、打設時間は12時間であった。4 m高の各リフトの一サイクル工程は、単橋脚部で3日、2本橋脚部で3～4日であった(写真-2)。

橋脚の鉄筋は、地上で組立てられ、クレーンで吊り上げられて、設置位置にて仕上げられた。温度に関する計測と温度シミュレーション解析によると、設計基準強度60N/mm²の橋脚コンクリートの硬化熱による温度上昇は55℃以下となり、打設時の最大温度25℃の場合でもコンクリートの最大温度は80℃の基本値にとどまっていた。

脱枠は、一定の等価材齢を保障するために積算温度を測定して、脱枠時期を決定した。



写真-2 橋脚頭部

(2) 橋脚の頭部

ミヨー高架橋の橋脚は、計画設計段階においてEiffage社が採用したものとは違う施工方法を前提に設計されており、配筋の考え方など極めて複雑であった。

さらに、各2本橋脚の頭部には、数mの区間に内空部にふたをする目的の横梁が配置されていたが、2本橋脚の標準断面を主桁直下まで延長するためにこれを取り除いた。そのため、主桁の押出し装置の配置には特に留意した。

橋脚の2本脚部頭部は充実断面としたが、主桁の固定用鉛直ケーブルを設置するために、充実断面の第3ロットには小部屋を設けた。

2本橋脚頭部の充実部分は橋脚天端より17.85mの区間で、最後の5ロットに相当する。厚さ200mmのプレファブ版を下面の埋設型枠とし、各ロットは、一回でコンクリートを打設した。平面形状0.8×0.8mの大きさの人孔を設置し、橋脚天端にアクセスできる。施工中には、エレベーターにより橋脚上部にアクセスが可能であった。脚と脚頭部のコンクリートは、単位セメント量420kg/m³、設計基準強度60N/mm²の高性能コンクリートであった。

押出し時の主桁は、二本橋脚間に設置された仮設鋼製横梁上の押出し装置を介して支持された。仮設横梁は、エンドプレートによってつながれた橋軸方向の2本の主桁によって構成され、27S15SuperというPC鋼材で橋脚に固定された。2本橋脚間の力は、この架設横梁と橋脚天端

から-11.43mに配置した切梁により伝達された。

(3) 橋脚のPC工事

温度変化の影響を大きく受ける端部橋脚（P1、P7）と風の作用を受け易い背の高い中間橋脚（P2～P6）は、橋脚に発生する引張り力を制限し、使用限界状態においてひび割れを制御するために全長にわたりPC構造としている。計画設計段階では盛り込まれていなかったこのPCは、構造物の耐久性や契約耐用年数120年に対しても好ましい影響を与えている。

2本橋脚には、それぞれが19S15Superケーブル8本によりプレストレスが与えられた（図一1、2）。中間橋脚のPC鋼材配置は全て同じで、以下のとおりである。

- ・ 4本は、橋脚天端-60mに位置する踊り場の上の定着ブロックに定着される。
- ・ 残りの4本は、橋脚天端-90mに位置する脚の連結部の踊り場に定着される。

P1橋脚のPC鋼材は、後施工された定着ブロックに定着され、77.85mの高さしかないP7橋脚のPC鋼材はフーチングに定着された。

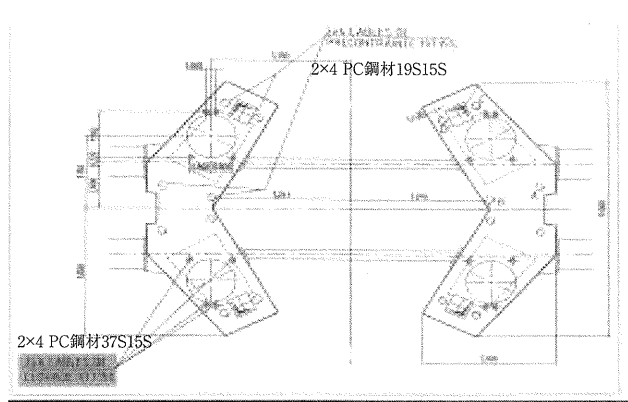
シースは、内径101.6mmの鋼管で、シース継目の防水性は、熱収縮継手により確保される。

ケーブルは上方からストランド毎に挿入した。ケーブル挿入に関して、緊張前にシース内のケーブルが保持されていることを確認するために、上下部の定着部付近では、事前検査が実施された。緊張は、脚頭部上に緊張側定着体を設置して（下側は固定側定着体）行われた。

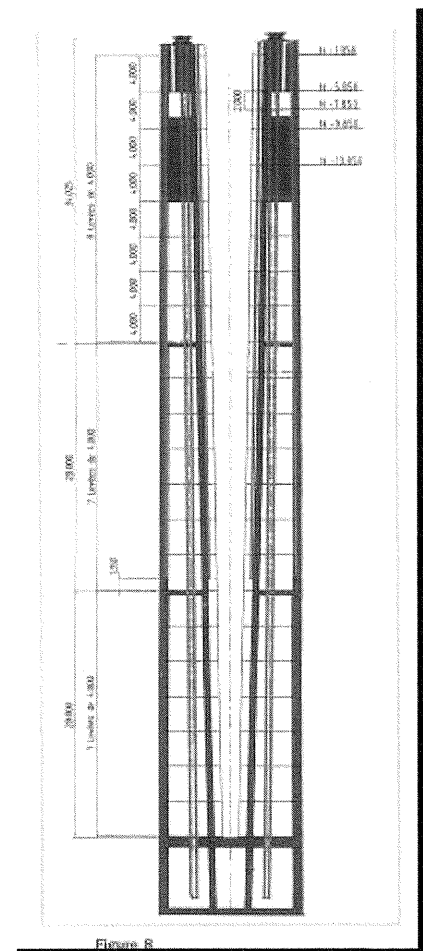
PCグラウトは、二本足に別れる踊り場上にポンプを配置して行った。グラウトの上昇管理を行い易いように、また、問題が生じたときに必要ならば注入孔となるように、排気孔を中間踊り場（隔壁部）に設けた。

(4) 支承

反力（使用限界状態で90MN、終局限界状態で115MN）や回転角を受ける支承は、滑り面がDUBと呼ばれている銅の合金の球冠状のもので、1橋脚あたり4基（2本橋脚ごとには2基）配置され、橋脚頭部の少ない作業空間を考慮して、非常にコンパクトなものである。この大きさを考えると、従来最も用いられているテフロンによ



図一1 橋脚PC鋼材配置（平面図）



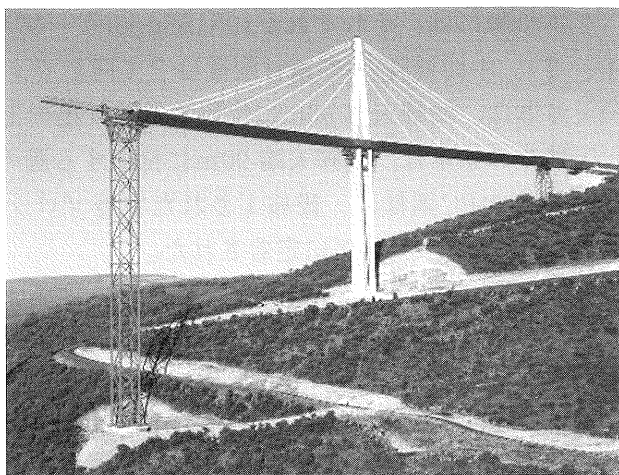
図一2 橋脚PC鋼材配置（側面図）

る滑動沓を採用することはできなかった。そこで、マウラー社はDUBの適用を提案した。主な特徴は、以下のような滑動材料である。

- ・ 摩擦係数：-35℃において0.13
- ・ 使用限界状態における許容圧縮応力度：140N/mm²
- ・ 終局限界状態における許容圧縮応力度：182N/mm²

(5) 仮支柱

押出し工法による主桁の施工には、材質S460でφ1016mm、長さ12mの鋼管を用いた12m×12mの断面のKフレーム柱で構成された7本の間仮支柱が必要であった（写真－3）。この仮支柱のうちの2本は高さ30mを越さないもので（π1柱：25.80m、π7柱：21.0m）、クレーンにより架設された。92m～173mまで高さが変化する他の5本の仮支柱（π2柱：172.4m、π3柱：145.7m、π4柱：143.4m、π5柱：123.6m、π6柱：92m）の架設に関しては、Eiffel社により伸縮式の引上げ装置が考えられた。



写真－3 仮設橋脚π2への北側桁の到達

この引上げ装置は、コンピューター制御による油圧装置が組み込まれており、各仮支柱で転用された。

この装置は、180km/hまでの風力に抵抗できる高さ36mの鋼製構造物で、72km/hの風速のもとで140mの高さまで引き上げることができる。引上げ用のジャッキは能力2400tで、1000mmの有効揚程がある。何か不具合が生じた場合、上昇はジャッキ2台の能力で可能となっている。

各仮支柱の頭部には、移動装置と呼ばれている押出しの支点と作業床を受ける鋼製横梁が設置された。

施工された仮支柱の全体重量は、頭部の鋼製横梁を含めて5000tであった。

π4、5、6の仮支柱は、長さ4.5～11mの深礎杭4本の上に構築され、その他はフーチング上に構築された。

2.1.2 上部工の施工

(1) 工場での主桁部材の製作

ローテルプール工場において、2004年の初めまでにミヨー高架橋の主桁を構成している鋼床版部材のすべてを製作しなければならなかったので、Eiffel社は設備に関して高いレベルの技術開発を行った。

- ・ プラズマ照射により非常に早く28000℃に炎と酸素の混合温度を引き上げるプラズマ酸素アセチレン切断機。このガスバーナー（‘メタルナイフ’）は、非常に高い精度で、一分間で1.8mの鋼材を切断することができる。
- ・ フランスの非常に大きな造船所が所有しているような溶接ロボット一体
- ・ 160tの能力のある自動巻上げ装置

・床版の寸法管理のための自動レーザー測量

中央箱桁、二つの耳桁、箱桁の底版と上床版および、斜材の下側定着部に関する部材は、ローテルブールおよびメジエール・レ・メッスの工場を出発し、フォ・シュル・メールのEiffel社の工場に運ばれた。一箇所に集積され、特別に製作された二つの架台の上で組立てが行われ、それから溶接された。

フォ・シュル・メールの工場で作成（組立て、溶接、塗装）された中央箱桁は、最大重量90t、長さ15m～22mの部材毎に、ミヨーの現場に運搬された（1週間に3箱桁の割合で）。主桁の側面部分は、4つのパネルと両側の耳桁で構成されているが、長さ20～24m、最大重量40tの部材毎に、ローテルブールの工場からミヨーの現場に運搬された。主桁と主塔を鋼製としたことにより、全てにコンクリートを用いた場合に比べて、5000回のトラックの運搬回数を減らした。

主桁と主塔の結合部は、ローテルブールのEiffel社の工場において設計され製作された。設計については、Greish社の設計部門により100,000の自由度による有限要素解析を用いて行われた。この結合部は、長方形である主桁箱桁の根元に台形断面の主塔の断面力を伝達するという当初の基本概念のもとに、主桁と主塔を剛結している。工場でショットブラストされた鋼材は、ローテルブールのEiffel社工場へライン川により運ばれ、鉄道あるいは道路により主塔を製作する他の工場に送られた。

(2) 現場における主桁の組立て

現場における組立てヤードは各橋台の背面に位置し、クレーン、90tの門形クレーン、溶接作業台、塗装室が設備された。各ヤードは、171mの長さで下記3つの作業領域より構成された。

- ・最初の領域：橋台から一番遠く離れている。中央箱桁の接続を実施する。
- ・二つ目の領域：中央箱桁以外の部材の組立てや中央箱桁への取付けを実施する。
- ・三番目の領域：主桁全体の塗装と格子のある防風板設置用支柱および地覆の組立て

溶接作業には、1ヤード当たり約70人の溶接工が必要と考えられた。溶接の非破壊検査は、突合せ溶接に関しては超音波検査が、隅肉溶接に関しては磁粉探査が用いられた。検査の割合は、示方書NFP22.473に従い、応力の関数である。箱桁の内側の溶接は、ガスによりライニングされた溶接棒により実施された。外側の溶接は、粉体の溶剤を用いたツインアーク装置により実施され、補助的に、インナーシールドによっても実施された。

長さ171mの主桁全体の組立てには、約4.8tの溶接棒と4～5週間の工程が必要であった。現場において供給された溶接棒の全体消費量は、150tと見積もられた。

溶接の非破壊検査は、‘溶接研究所’によって現場で実施された。

(3) 押出しによる主桁の施工

最初の押出しは、2003年2月下旬に行われた。この日以来、2003年7月初旬のP3主塔とL3S斜材の架設、および2004年8月下旬のL4S斜材の架設を含む、11回の押出しが南側から行われた。北側C0橋台において、同じ作業で、合計6回の押出しが実施された。

各橋脚や仮支柱の頭部には、押出し装置（ゴンドラと移動装置）が設置されている鋼製横梁が配置されていた。

各横梁には、4つのゴンドラが、直角方向には4m、橋軸方向には21m（P1～P7）または、20m（ $\pi 2$ 柱～ $\pi 6$ 柱）の間隔で配置された。端支点（ $\pi 1$ 、7柱、C0、C8橋台）は、唯一2

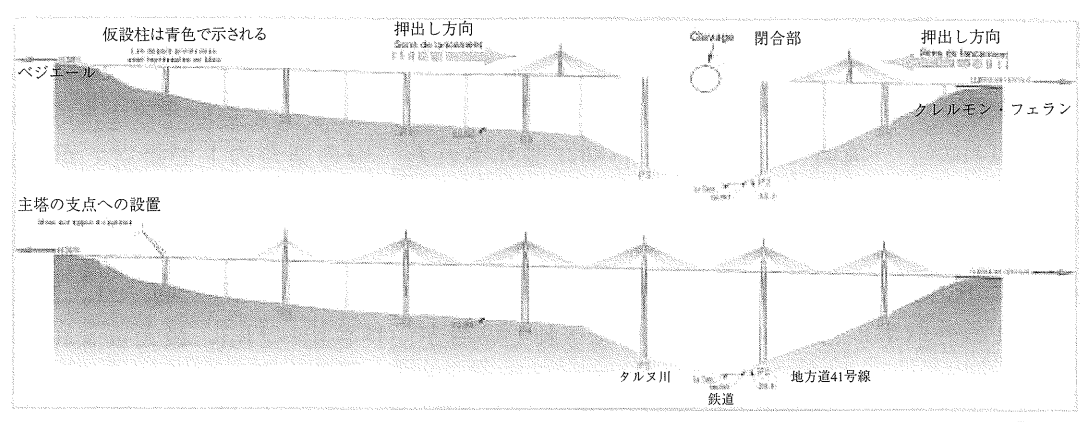


図-3 施工順序図

つのゴンドラが配置された。各ゴンドラには、250tの能力のある押し上げジャッキと、600mmの主桁の移動を可能にするために60tの水平方向ジャッキ2台から構成される1セットの移動装置が備わっていた(写真-4)。各移動装置は、単動型の4つあるいは6つのコック式ジャッキシステムの上に設置していた。このジャッキシステムにより、2本橋脚の2つの支点反力を平衡に保つことや、押し出しの際の主桁の回転を打ち消すこと、また、移動装置の高さを修正あるいは補正することが可能となった。

各移動装置は、押し上げジャッキによって動くテーパー座金と受けるU型の架台と押し出し用の2台の水平ジャッキによって作動するリンク装置から構成されていた。各押し出しのサイクルで600mmの主桁の移動が生じ、平均4分間継続した。主桁押し出しの最終段階での押し出しの能力は、南側で5280t(長さ1743mの主桁の重量が約29000tであった)、北側で2400t(長さ717mの主桁の重量が12300t)であった。

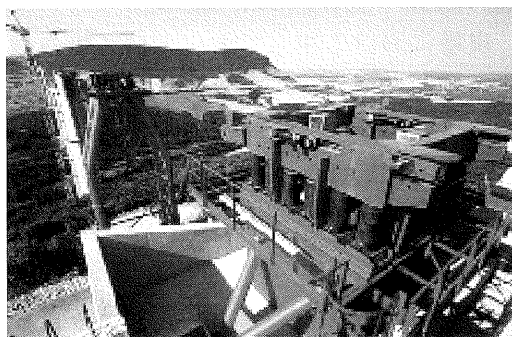


写真-4 仮支柱上の移動装置

移動中の同調の偏差は、同じ装置(橋脚あるいは仮支柱)のジャッキに関して1.5mmに制限され、任意の2装置(橋脚あるいは仮支柱)のジャッキに関しては30mmであった。設置された油圧制御装置は、平均10m/h(1時間に平均16サイクル)の前進速度を実現している。

押し出しの施工は、最大風速85km/hの気象条件下で実施された。主桁部材の組立て期間における押し出しの停止期間中は、構造物は供用時の設計風速の90%である約185km/hの暴風に対して抵抗する耐力を有していた。停止期間中は、主塔の軸線と片持ちの先端を橋脚や仮支柱の真上にある状態とした。

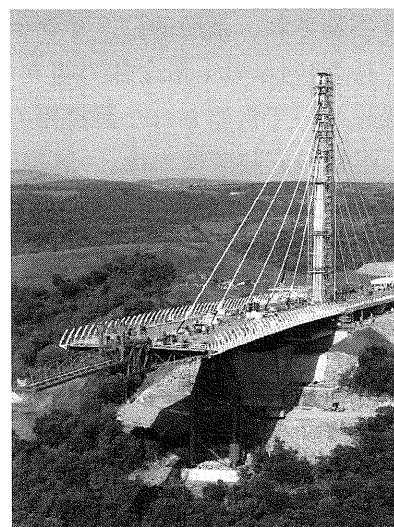


写真-5 手延べ桁と主塔

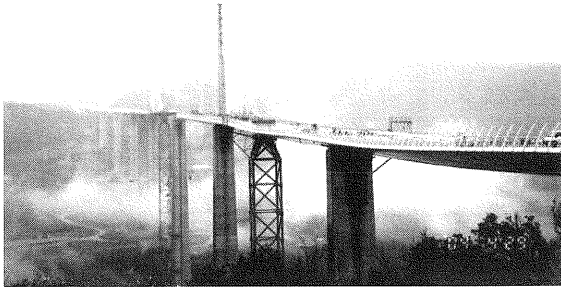


写真-6 主桁押し出し状況

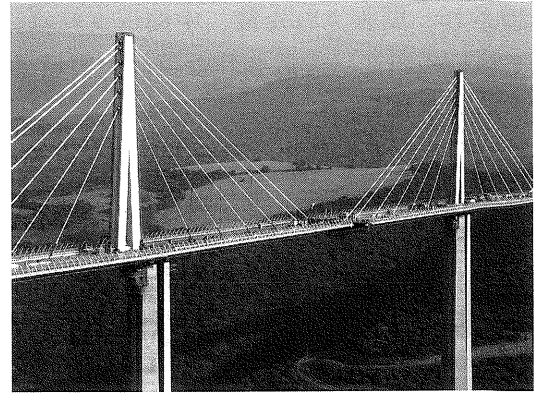


写真-7 最終の押し出し

(4) 押し出し時の主塔と斜材

鋼製主塔は、Eiffel社の系列会社Munch社の工場で製作された。

主桁の部材が、12m以下の長さの部材毎に現場に運搬されたのと同様に、主塔部材も運搬された。部材の最大重量は75tであった。

押し出し時に設置される主塔は、地上で仮組みされ、850tのクローラクレーンにより主桁の上に設置された。帽子と呼ばれている主塔の上部（エレベーション70.00m～86.925m）は、主桁の閉合後に設置された。この作業が実施されると、押し出し時の斜材の設置と設計部の指示による斜材張力調整が開始された。

MTP型（マルチ平行ストランド）の斜材は、フレシナー社により供給され施工された。各ストランドは、3重防食が施されている（亜鉛めっき+油性ワックス+高密度ポリエチレンシース）。押し出し時において使用された斜材は、ストランド本数が45本（N2とS2斜材）～91本（N11とS11斜材）である。ある斜材に関して、押し出しのある段階において、緊張力の開放を実施するためには、900mmまで伸び量を調節する必要があるがあった。少ししか緊張されていない斜材の振動の危険性を避けるために、直径40mmの麻ロープが設置された。そのロープは、斜材が振動するのを防ぐために必要に応じて主桁の進捗の状況に合わせ、緊張され、また開放された。

設置された最も長い斜材は、180mの長さで約25tの重量であった。

(5) 主桁の架設終了と主塔の引上げ

主桁は、2004年5月28日に閉合した。

ちょうど最後の押し出しの後（写真-7）、主桁同士の閉合は、タルヌ溪谷270m上方で行われた。連続性を確保するため、北側と南側の主桁の端部を溶接で一体化した（写真-8）。

押し出しの前にクレーンによって設置されたP2とP3を除く主塔は、橋台の背後で水平に組み立てられ、多軸トレーラーにより運搬された。各橋脚の側に設置された鋼製トラスの2つのタワーにより、最終位置に引き起された。

径間を吊るように配置された11段の斜材が、



写真-8 タルヌ溪谷上での桁の閉合

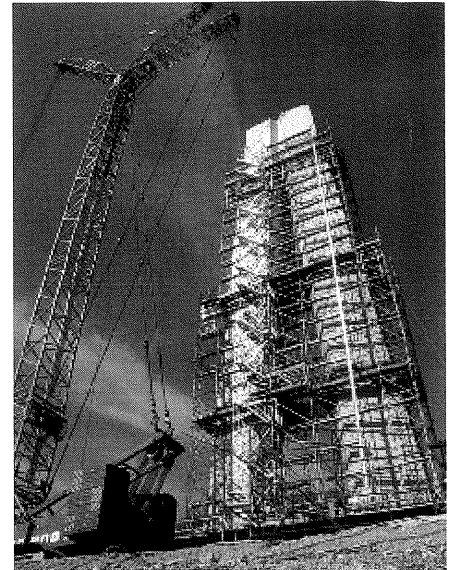
架設され、緊張された後、中間仮支柱は、各支点（橋脚、仮支柱）の頭部に設置された仮設鋼製横梁とともに解体作業が開始された。

2004年9月から防水（シート防水）と道路舗装が行われ、高架橋の開業に必要な電気施設は、2004年の下期に実施された。また、2本のケーブル張力がそれぞれ100 t 緩んだ状態での静的試験（約30tのトラック32台を使用して全21ケースの荷重状態）と動的試験が、2004年11月17日～25日に行われた。

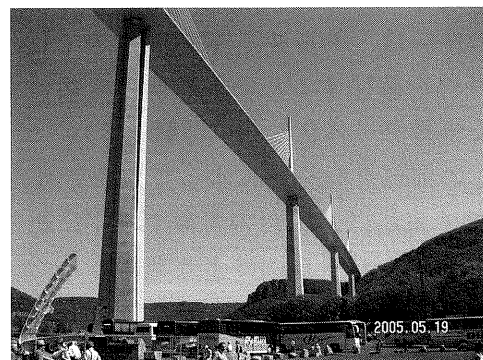
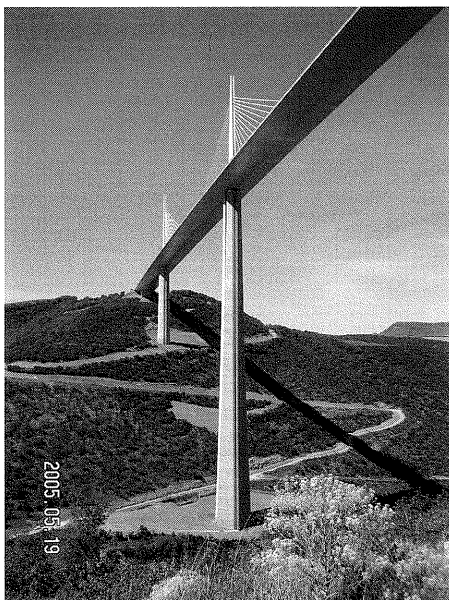
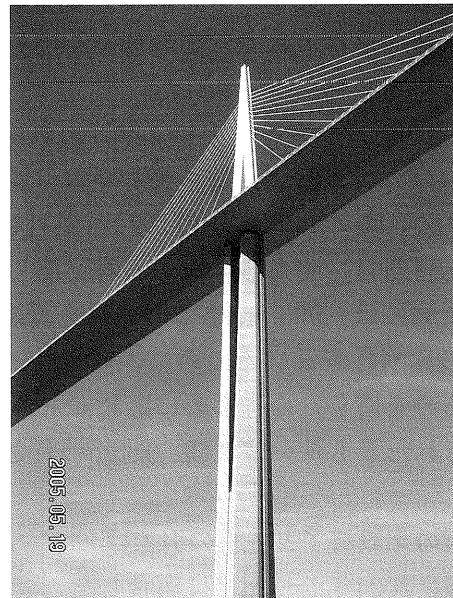
このようにしてミヨー高架橋の建設工事は、契約期間39ヶ月より若干早く、38ヶ月の工期で竣工した。

2003年の終わりには、Eiffage T.P社は、すべての土木工事を終了した。2004年5月下旬、Eiffel社は、北側と南側のすべての径間の押出しを終了した。

2004年12月14日、工事を開始してから3年後の同じ日に、シラク大統領が出席して落成式が行われた。



写真－9 主塔の設置



写真－10 開通後のミヨー橋

2.2 スペインのPC橋

今回見学したスペインの橋は、カルロス・フェルナンデス・カサド事務所の設計である。創始者のカルロス・F・カサドは、一時期世界最長のPC斜張橋であったバリ奥斯・デ・ルナ橋（現在はその功績をたたえて、彼の名前が橋名になっている）の設計者でもある。我々とは全く違うラテンの感性を兼ね備えた構造美のいくつかを紹介する。

2.2.1 エブロ橋

写真-11に示すのが、高速鉄道のエブロ橋である。支間120mのエブロ川にかかる橋であるが、桁下制限を受けるため特殊な下路橋になっている（図-4）。ウェブを丸く抜いてフィーレンデル構造とし、その面外変形を低減するために上部を部材でつないでいる。そして、列車が走る床版は、写真-12のように横桁で補剛されている。本橋は中央支間部を両側から押し出す押し出し工法により施工された。我が国でもコンクリートの鉄道橋ではフィンバックなどの下路橋が採用される場合があるが、ここまで大胆に建築限界を取り込んだ事例はなく、本来なら下路トラス橋になる事例である。

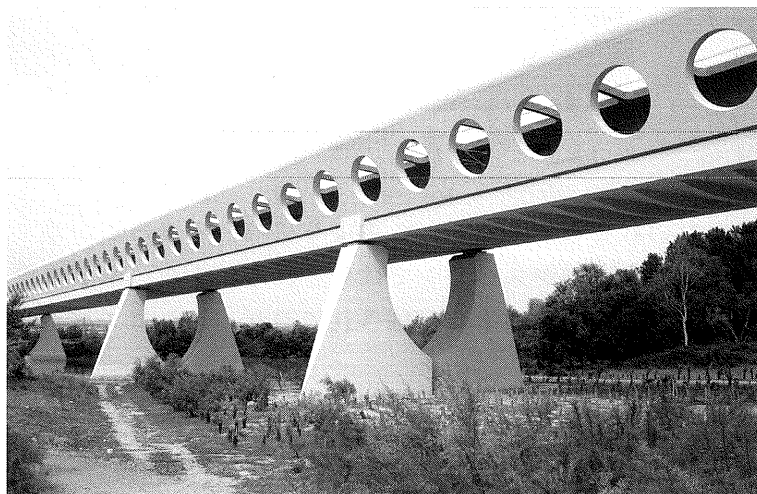


写真-11 エブロ橋の全景

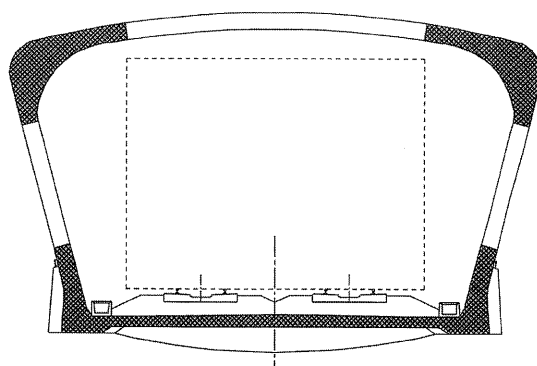


図-4 エブロ橋の断面

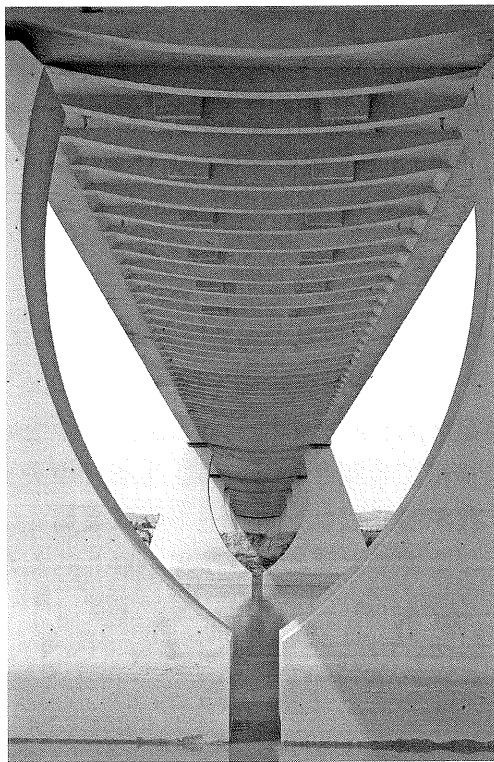


写真-12 下床版のリブ

写真-13が橋台まわりの収まりであるが、このように橋台の後ろ側が盛土区間になっている場合、橋台を擁壁で覆い隠す事例がスペインでは見られる。また、エプロ橋や以下に紹介する橋は、全てコンクリート表面に白色の塗装が施されており、これはスペインの抜けるような青い空とよく調和している。

このエプロ橋は、日本人では考えつかないフォルムであり、まさにラテンの感性そのもののよう印象を受ける。設計者のManterolaは、マドリードとバルセロナを結ぶ高速鉄道路線でシンボルとなることを意識して設計したそうである。

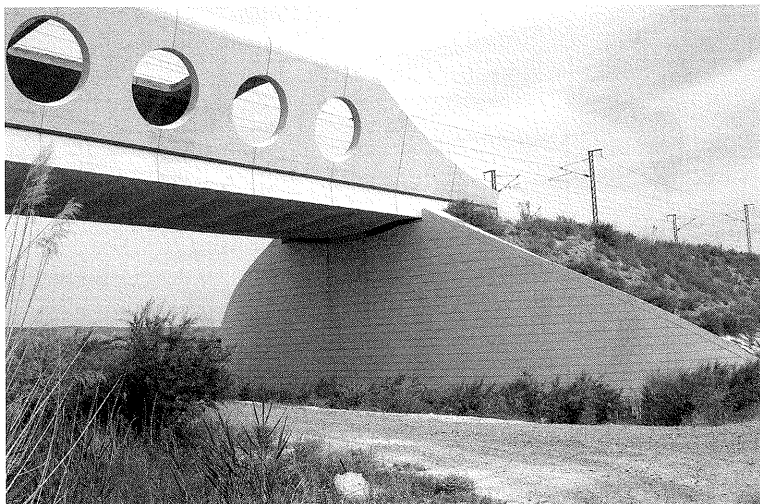


写真-13 橋台まわりの収まり

2.2.2 高速道路のオーバブリッジ

サラゴサ市内に入る道路が高速と交差するところに架けられた橋が写真-14である。場所打ちコンクリートのコア断面を先に架設し、プレキャスト部材の張出し部は後から施工された。張出し床版の白い部分はストラットになっており、黒い部分は上床版の下面である。設計者によると、ストラットを強調するために背面の床版下面を黒く塗ったということである。一見鋼橋のような印象を受けるが、部材を認識させるために他の部分を着色するという発想が我々にはないため、小規模でありながらインパクトを受けた橋である。

写真-15は橋脚である。Y形の橋脚が広幅員の桁を軽快に収め、このような小規模の橋にも細部まで神経を使うこだわりは、我々も見習うところがあるのではないと思われる。

この形式のオーバブリッジは、この付近に数橋建設されている。

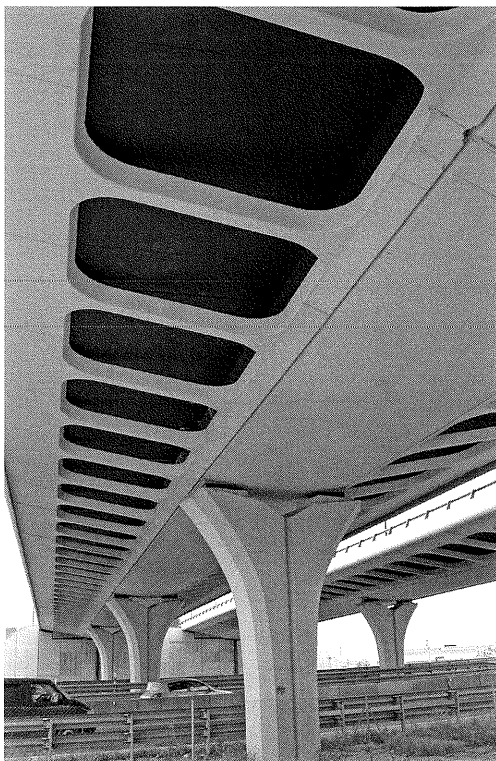


写真-14 サラゴサのオーバブリッジ



写真-15 Y形橋脚

2.2.3 パソパラ運河橋

パソパラ運河橋は、サラゴザ市内にかかる中央支間長40mの3径間連続橋である(写真-16)。断面は図-5に示すように運河部が開断面になっており、車道と歩道は10mの張出し床版上に位置している。総幅員は34mになるが、長支間の張出し床版と曲線を用いた断面のおかげで、軽快な印象を受ける。写真-17は橋面の様子である。この橋の構造的なポイントは、開断面の変形をいかに抑えるかということである。橋台部は大きな横桁と一体化することで、また橋脚は張出し床版付け根まで支持し、できる限り剛性を大きくすることで解決している。特に橋脚上端の幅は、美しさと構造的な合理性の接点をねらった絶妙なバランスが見て取れる(写真-18)。まさに設計者の意志が強く伝わってくる部位であるといえる。また、この橋は構造的な

対称性を設計者が施主に説き、それを了解したうえでの断面構成である。したがって、片側の車道は未舗装のままになっていて使われていない。

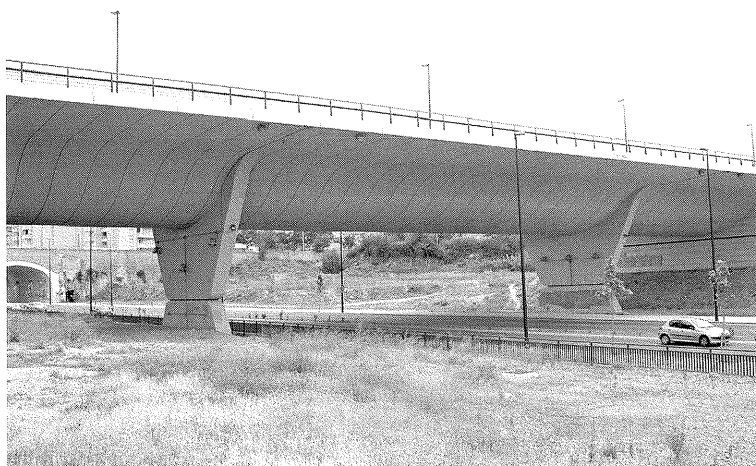


写真-16 パソパラ運河橋の全景

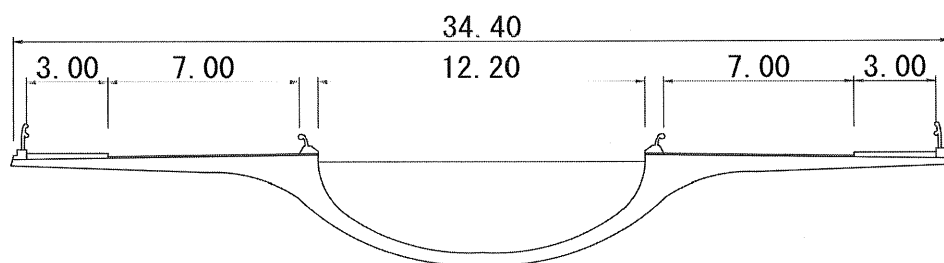


図-5 パソパラ運河橋の断面



写真-17 運河橋の橋面

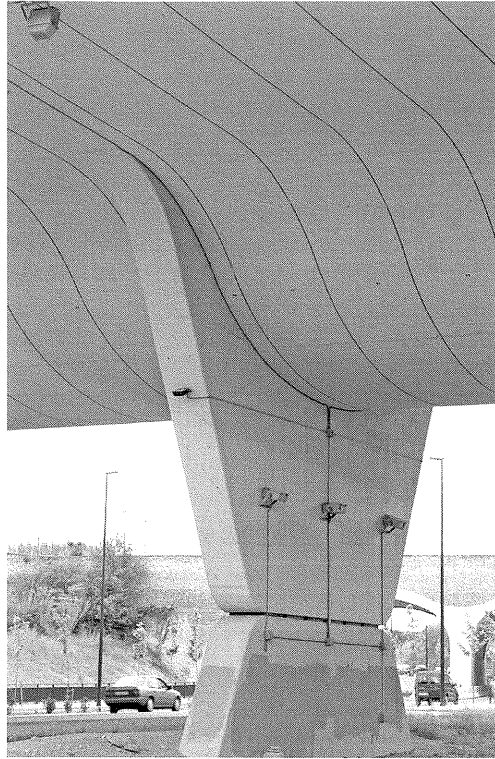


写真-18 絶妙なバランスの橋脚

2.2.4 エブロ川にかかる単弦ローゼ橋

パソパラ運河橋から少しいったエブロ川にかかる単弦ローゼ橋が写真-19である。アーチリブはブルーグレー、桁は白色である。この橋の特徴は写真-20のような大きなリブ構造の張出し床版である。この橋も先のオーバブリッジ同様、コア断面と張出部を分割して施工された。また、アーチ基部のディテールが写真-21であるが、主径間部が側径間部を受けた構造になっており、非常にすっきりまとまっている。また、照明器具が取り付けられており、夜間は桁下を照らすようになっている。構造としては珍しくないが、この橋も細部にまでよく考え抜かれた橋である。



写真-19 エブロ川に架かる単弦ローゼ橋



写真-20 長支間のリブ付き床版

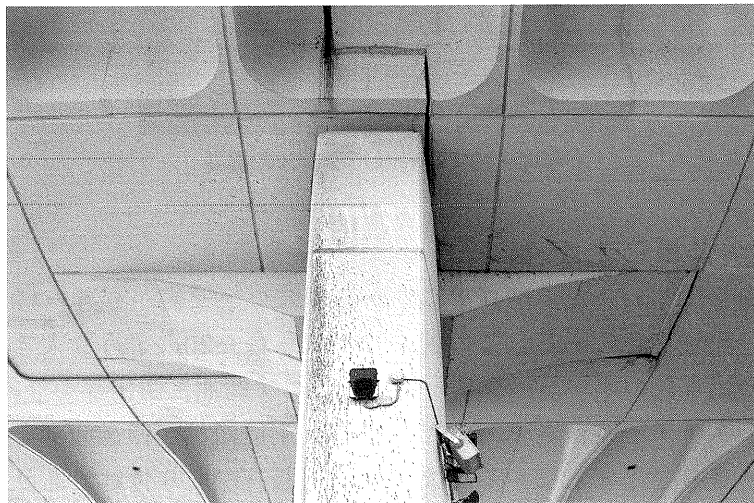


写真-21 アーチ基部の収まり

2.3 ハンガリーのPC橋

2.3.1 橋梁概要

fib Symposiumブダペストのテクニカルツアーとして、施工中のKoroshegy高架橋の見学に参加した。Koroshegy高架橋は、ブダペストからクロアチアへ向かうM7自動車道に建設される全長1872mの長大PC連続桁橋である。建設地点は、ハンガリー西部の中央ヨーロッパ最大の湖であるバラトン湖の南部に位置している。海を持たないハンガリーにとって、バラトン湖は『ハンガリーの海』と呼ばれる観光地であり、特に夏期には多くの観光客が集まる風光明媚な地帯である（図-6、図-7参照）。

事業主体はハンガリーNational Motorway Companyであり、施工は、ハンガリーのHidepito社とドイツのStrabag社の共同企業体で行われている。設計はハンガリーのNational Codeに準じて、上部工をHidepito社、下部工をStrabag社が行ったとのことである。

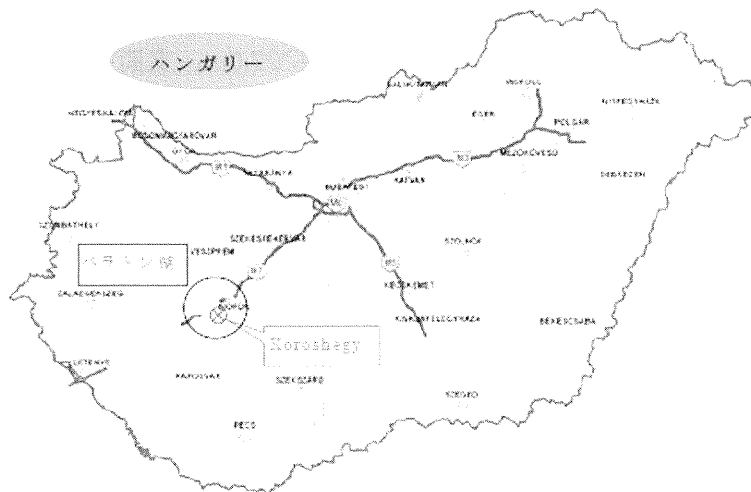


図-6 橋梁位置

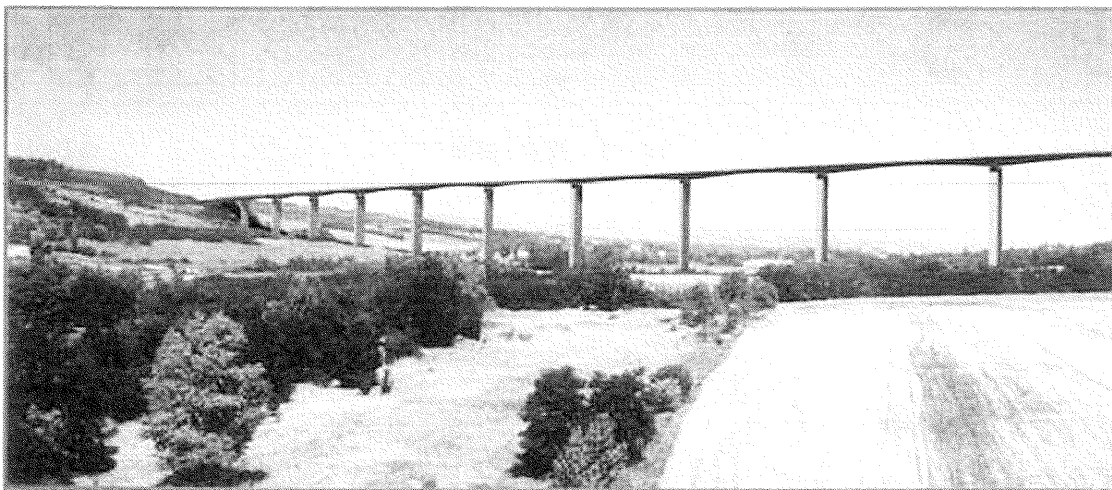


図-7 完成予想図

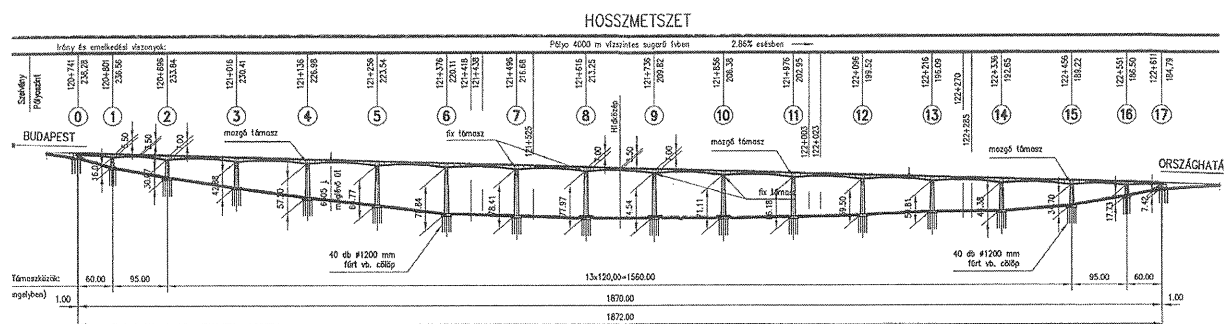
橋梁諸元

上部工形式	: 17径間連続PC箱桁橋
基礎形式	: 場所打ち杭
橋長	: 1872m
支間割り	: 60m+90m+13@120m+95m+60m
有効幅員	: 2 × 10m
橋脚高	: 17.7~79.7m
工事費	: 160mil.ユーロ (1ユーロ=135円として、216億円)

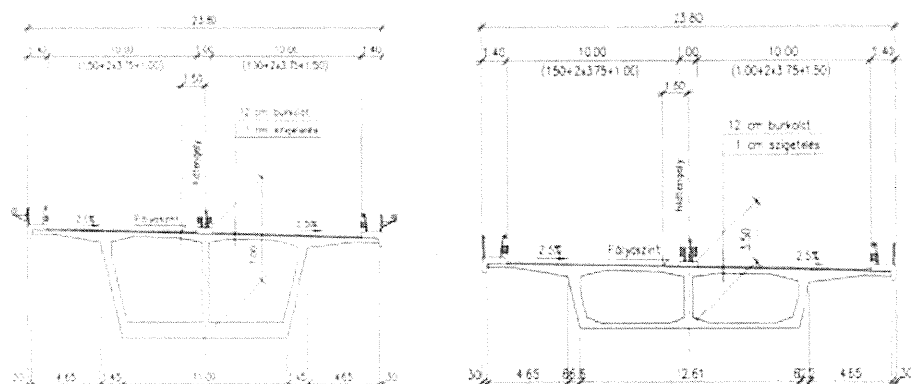
使用材料

コンクリート (上部工)	: 45N/mm ² (立方供試体強度)
(橋脚)	: 35N/mm ² (立方供試体強度)
PC鋼材 (外ケーブル)	: 19S15.7mm アンボンドポリエチレン被覆ケーブル
(内ケーブル)	: 19S15.7mm
定着工法	: ディビダグ工法

Koroshegy高架橋の一般図と主桁断面図を図－8、図－9に示す。主桁断面は2室の箱桁であり、床版支間は約6.0mである。また、桁高は柱頭部で7.0m、支間中央部で3.5mであり、断面形状は、ごくオーソドックスといえる。橋脚高さは約80mであり、このような高橋脚であれば、日本では連続ラーメン橋とするのが通常であるが、中央の4橋脚以外は可動支承構造とし、テフロンを用いた滑り支承を採用している。また、伸縮装置は橋梁の両端部のみに設置されている。このため伸縮装置の移動量が大きくなり、0～1200mm対応のマウラージョイントを用いる予定とのことである。



図－8 橋梁一般図



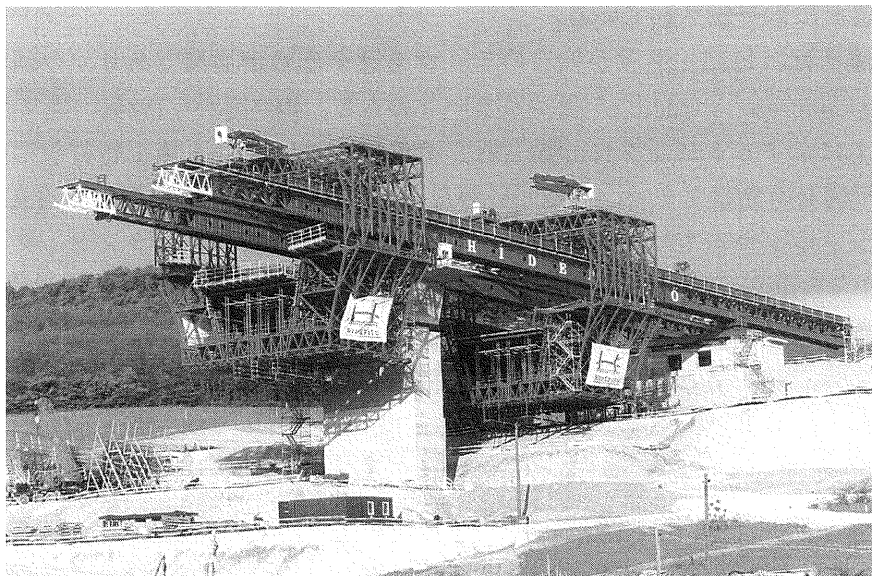
図－9 主桁断面図

2.3.2 施工

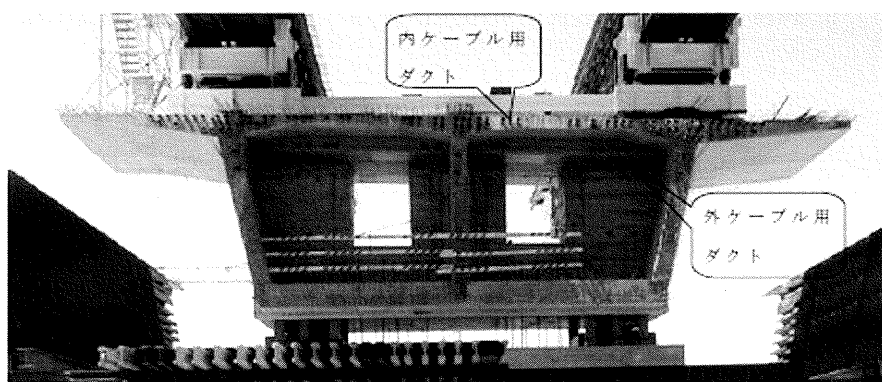
上部工の施工は、全長160mの大型架設桁を用いた場所打ち張出し工法を採用し、起点側と終点側の両方から同時に施工している。この大型架設桁はStrabag社の調達であり、これにより通常のワーゲンをを用いる方法に比べて、施工ブロックを長くすることができる（写真－22）。本橋ではブロック長を9.5～11.2mと設定し、これを10～11日サイクルで施工する予定である。設備的には大規模なものとなるが、本工事では工期条件が非常に厳しく、このような施工方法を採用したとのことである。

見学時点では、柱頭部の一部と架設型の組立てが完了しており、張出し施工の準備をしている段階であった。施工完了した柱頭部の状態を写真－23に示す。施工中のアンバランスモーメ

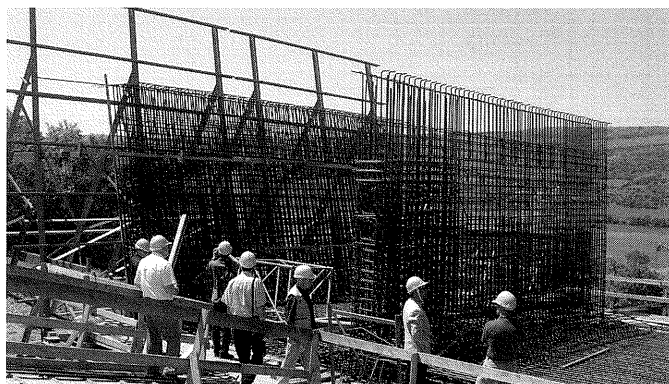
ントに対する仮固定鋼棒は、我が国と同様に設置される予定とのことであるが、仮沓に鋼製サンドルを用いている点が珍しい。また、張出し施工部では、鉄筋のプレファブ化を計画しており、地組みした鉄筋ユニットが準備されていた（写真－24）。施工状況を写真－25に示す。



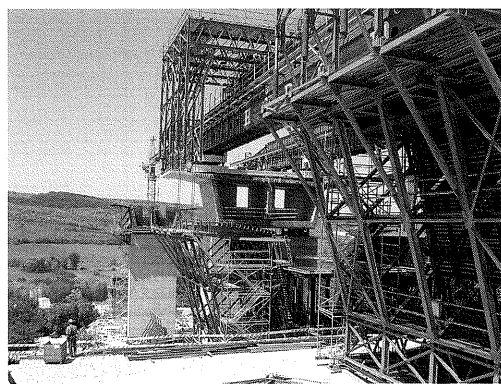
写真－22 架設桁



写真－23 柱頭部



写真－24 鉄筋の地組み



写真－25 施工状況

3. fib Symposiumブダペスト

3.1 シンポジウム概要

2005年のfib Symposiumは、5月23日～25日にわたってハンガリーの首都ブダペストで開催された。ブダペストは『ドナウの真珠』といわれる美しい街であり、ドナウ川にかかるくさり橋周辺は世界遺産にも登録されている。

fibの国際会議では、毎回主催者が独自のテーマを冠するのが通例であり、今回のシンポジウムでは、“Keep Concrete Attractive”というテーマのもと、40カ国から182編の論文が発表された。論文は、表-1に示す6トピックに分類され、その内容は、設計・施工報告などの実務的内容から実験・解析的な研究論文まで、広範囲にわたるものであった。国別の発表論文数を表-2に示す。今回のシンポジウムでは、開催国のハンガリーをはじめ、ポーランド、クロアチア、ルーマニアなどからの論文が多く、普段知る機会の少ない東欧諸国の情報が多い点が特徴であった。

表-1 シンポジウムのトピック

Topic 1	Attractiveness of concrete structures (コンクリート構造の魅力)
Topic 2	Innovative materials and technologies for concrete structures (コンクリート構造の新技術と新材料)
Topic 3	Modeling of structural concrete (コンクリート構造のモデリング)
Topic 4	Sustainable concrete structure (コンクリート構造の耐久性)
Topic 5	Prefabrication (プレハブ-組立て-架設)
Topic 6	Fire design of concrete structures (コンクリート構造の耐火設計)

表-2 シンポジウムのトピック

国名	講演論文数	国名	講演論文数
Argentina	1	Lebanon	1
Austria	6	Netherlands	2
Belarus	1	New Zealand	1
Belgium	5	Pakistan	2
Brazil	8	Poland	6
China	2	Portugal	3
Croatia	9	Romania	13
Czech	2	Russia	3
Denmark	1	Serbia-Montenegro	2
Egypt	1	Slovakia	2
Finland	1	Slovenia	1
France	4	Spain	2
Germany	16	Sweden	3
Greece	9	Switzerland	3
Hungary	9	Taiwan	7
India	4	Thailand	1
Iran	3	Turkey	4
Italy	21	UK	3
Japan	9	Ukraine	7
Korea	2	USA	2
	合計	40カ国	182編

※アルファベット順

3.2 発表論文抜粋

シンポジウムで発表された論文の中から、実際の構造物について報告された事例を抜粋して、以下に紹介する。

(1) Bridge structures as landmarks along polish motorways

(ポーランドの自動車道のランドマーク橋梁)

Polandでは、2015年までに1600kmの自動車道と400kmの高速道路の建設を予定しており、そのところどころにランドマークとして、非常にユニークな橋梁の建設が行われている。それらの多くは歩道橋や跨道橋であり、この論文では2000年から2004年の間に建設された橋梁の建設が紹介された。図-1はその一例であり、歩道に対して斜角を持ったアーチからデッキを吊る構造である。また、図-2は斜角を持った2径間の斜張橋であり、緩やかなV字形の塔は鋼製であり、主桁は支保工によって施工された。

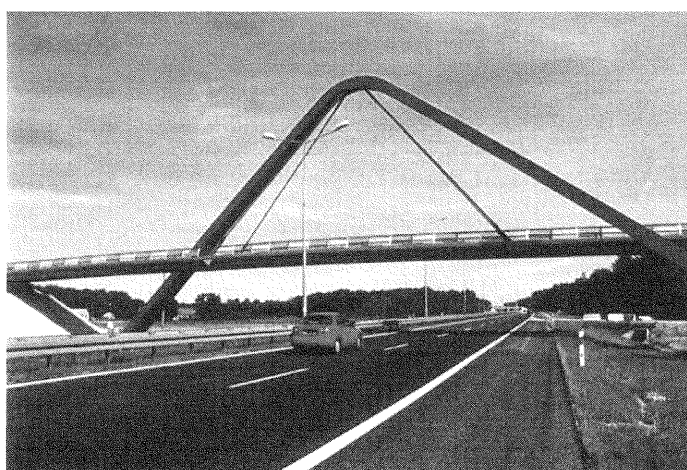
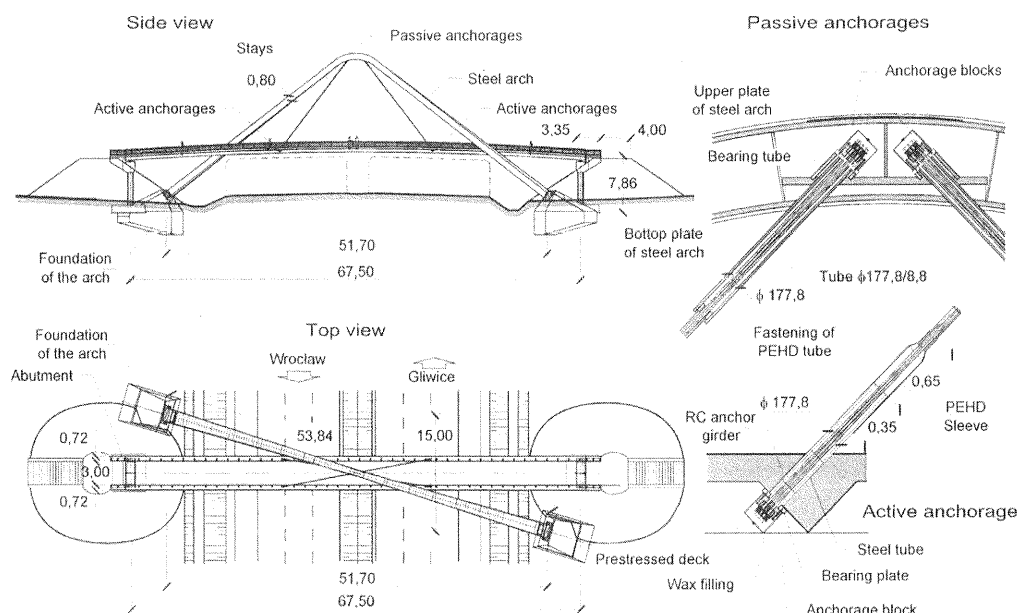


図-1 Footbridge B027

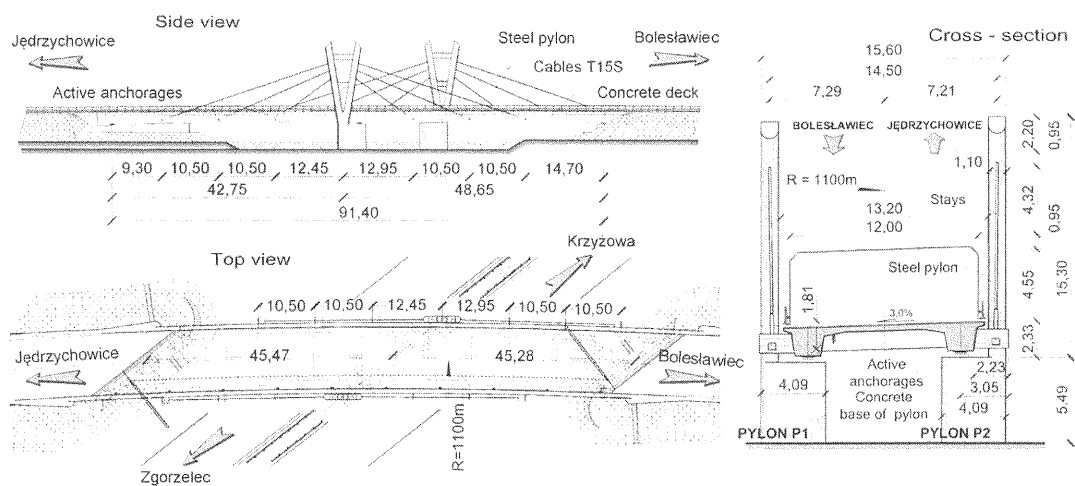


図-2 Overpass WD-22

(2) Construction of the Puget-Theniers bridge over the Var river

(Var川に架かるPuget-Theniers橋梁の建設)

Niceから約55kmのVar Riverに架かる非対称PC斜張橋の工事報告である(図-3)。

橋梁の規模としてはそれほど大きくはないが、特色のある施工方法が採用されている。河川の洪水のリスクを避けるため、河川に沿った位置で桁の打設が行われ、その後にカウンターウェイト部を含めて回転して架設する方法が採られている。図-4は回転部分の構造を示す写真であり、左側に見える支点はピボットとなり、右側の支点は回転に応じてスライドする構造となっている。図-5は回転中の橋梁の状況を示す。

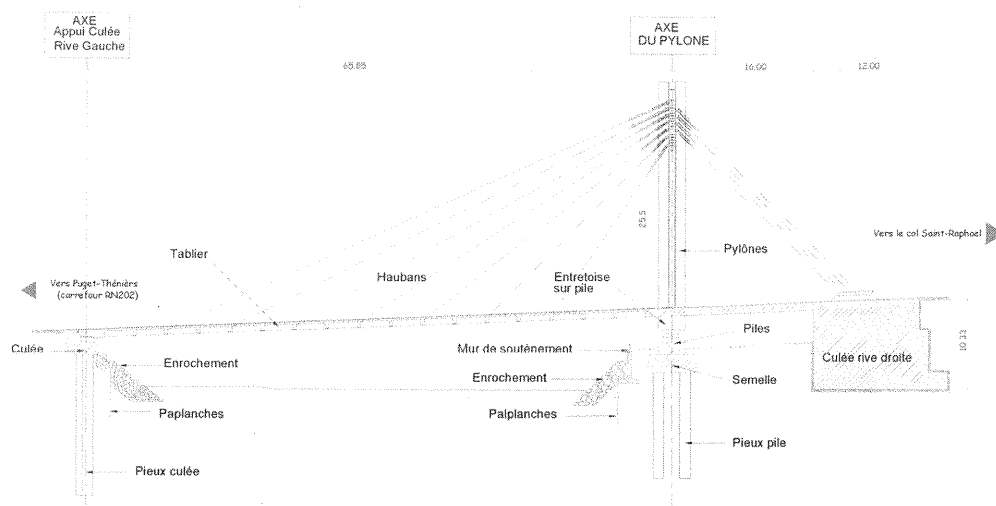


図-3 Puget-Theniers Bridge

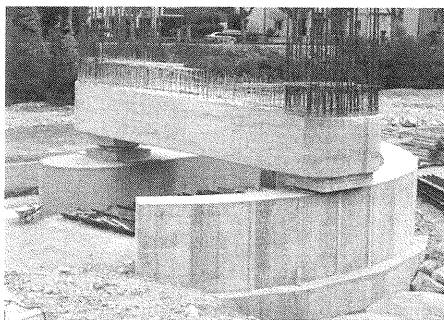


図-4 回転部の構造

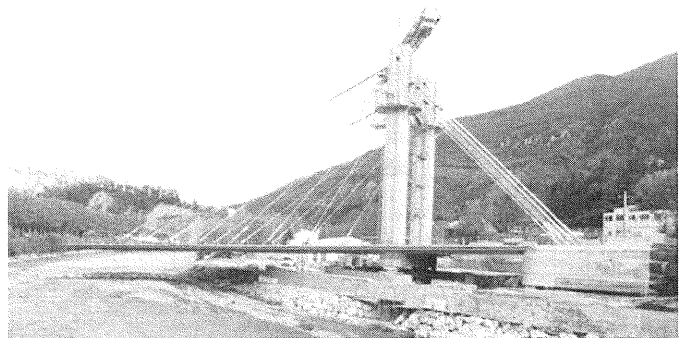


図-5 回転中の状況

(3) The first extradosed bridge in Hungary, the third in Europe

(ハンガリーで最初、ヨーロッパで3番目のエクストラドーズド橋)

ハンガリーで建設されたエクストラドーズド橋の報告である。発表では、これまでの実績として数多くの日本の橋を含む一覧表を示した。そして、その中から主な橋梁ということで、小田原ブルーウェイブリッジ、栗東橋などが紹介された。

Korongi橋(図-6)をヨーロッパで3番目のエクストラドーズド橋と位置づけており、他の2橋は、スイスのSunniberg橋(1998年、図-7)、フランスのSaint-Remy-de Maurienne橋(2004年、図-8)としている。

橋梁概要

橋 名：KORONGI橋(ハンガリーM7高速道路)

構造形式：2径間連続エクストラドーズド橋

橋 長：115.63m

幅 員：15.85m(橋面積：1,833m²)

主 桁：エッジガーダー 桁高：2.5m

中桁 桁高：1.6m

横 桁：0.45m幅の横桁を6.2mピッチで配置

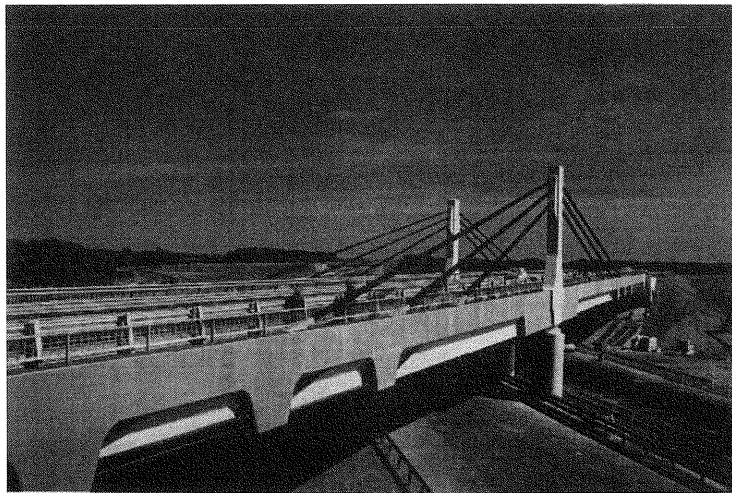


図-6 Korongi橋

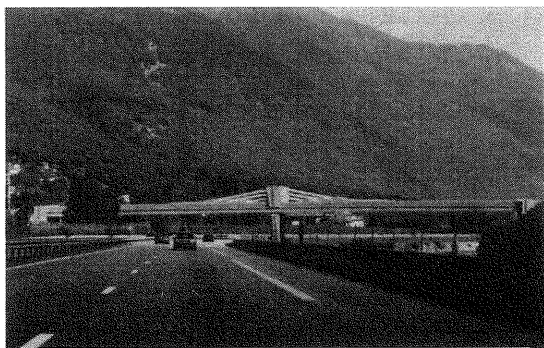


図-7 Sunniberg橋



図-8 Saint-Remy-de Maurienne橋

(4) Precast members improving the architectural appearance of major bridges

(プレキャスト部材による大規模橋梁の外観向上)

ポーランドにおけるプレキャスト部材を用いた橋梁2例の報告である。いずれも、Wrocław市の環状道路にあり、ひとつは2年前にすでに建設された跨線橋、もうひとつはまだ計画段階の斜張橋である。2橋とも、張出し床版を支えるストラットとしてプレキャスト部材を採用しており、これにより外観的にも独特の形状を実現している。

【Ring road viaduct in Wrocław】

押出し施工を用いた15径間連続桁橋である。主桁断面は図-9に示すような一室箱桁断面であり、張出し床版部分に曲線形状をしたプレキャスト部材が用いられている。主桁との接合部は、上下端ともに場所打ちコンクリートが打設される構造となっているが、プレキャストパネルの固定には、上端は鋼板溶接、下端はハンマードリル孔にアンカーボルトを設置する方法が採られている(図-10)。重量は1枚約3.5tonであり、現場にて製作された。

このプレキャスト部材は、機能的には張出し床版に対するストラットであり、外観的には柔軟かで優美な曲面を提供している(図-11)。コスト的には、全体工事費の約5%をプレキャスト部材が占めているが、横締めPC鋼材の減少を考えれば、コスト増はもっと小さなものとなる。

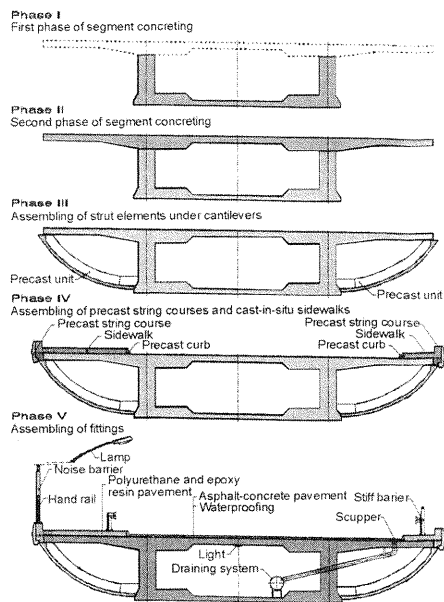


図-9 主桁断面と施工順序

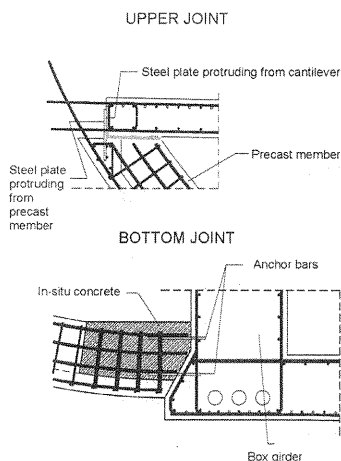


図-10 プレキャストパネルの接合



図-11 外観

【Millennium bridge in Wroclaw】

もう一つの橋梁は、まだ計画段階のものである。図-12に示すような11径間の連続桁橋であり、押し出し施工される。張出し床版が非常に長く、三角形のプレキャストパネルによって支える構造としている。完成時には、図-13に示すような外観となる予定である。

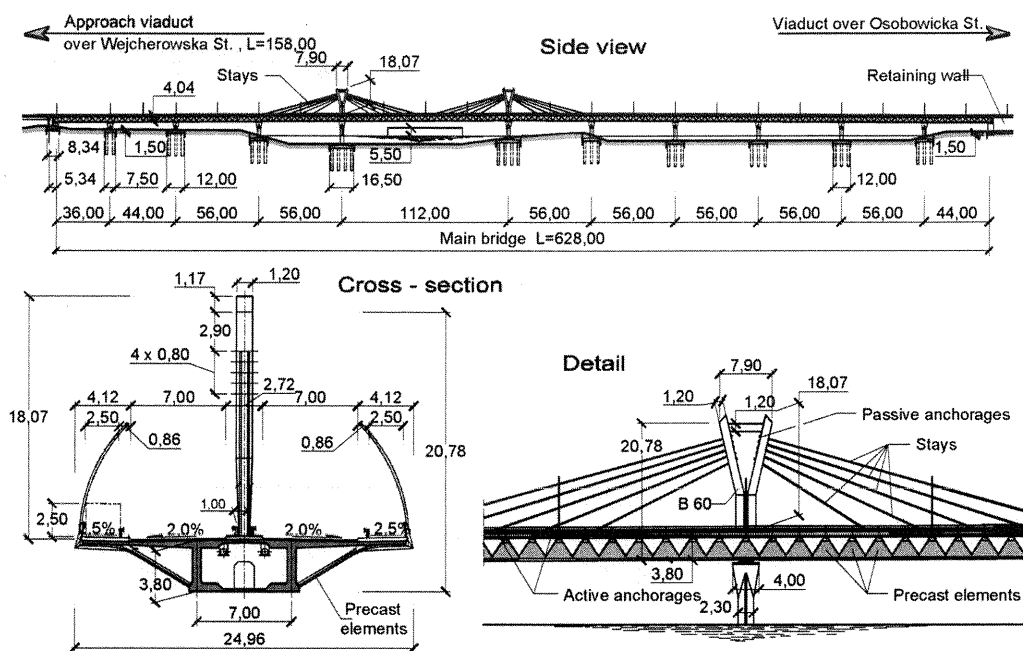


図-12 Millennium bridge in Wroclaw



図-13 外観イメージ

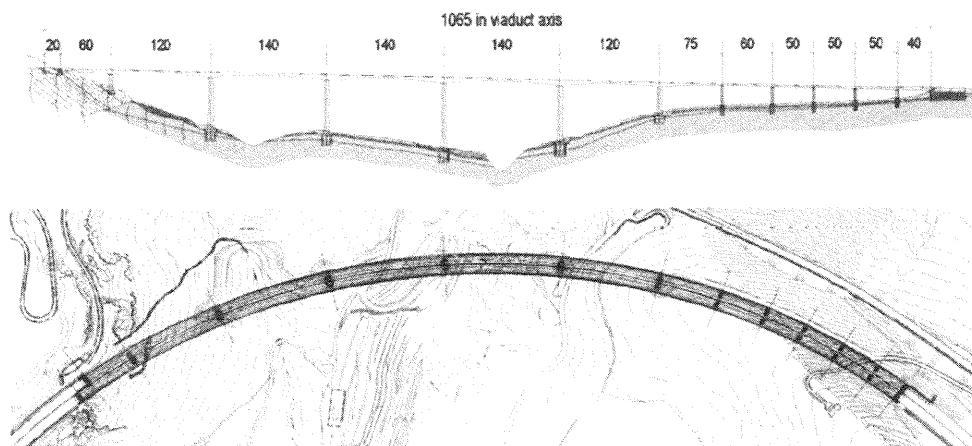
(5) Design and construction of the Crni Kal Viaduct

(Crni Kal高架橋の設計と施工)

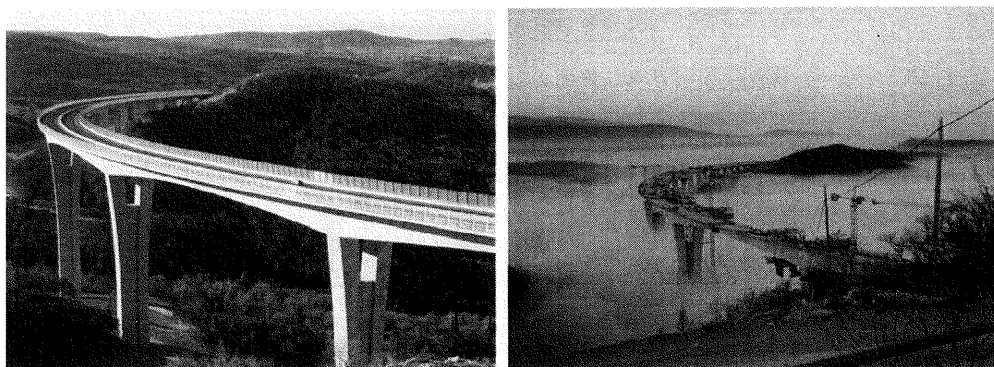
スロベニアのOsp渓谷を横断するCrni Kal高架橋は、全長1056m、最大橋脚高95mの大規模橋梁である。本橋の構造選定は、一般からの設計コンペによって行われ、スロベニア国内外を含む18の応募を得た。選定に当たっては、“Bora”と呼ばれる強烈な北東季節風に対する安定性、耐久性、経済性のほか、周辺景観に対する調和に対しても注意が払われた。最終的には、スロベニアの設計コンサルタントPonting社の案が採用され、独特のY字形状の橋脚を有するPC箱桁橋が選定された。

支間割りについては、変化する橋脚高とのバランスを考慮して、地盤－橋脚－主桁で形成される枠線が黄金比となるように決定され、最大支間140mの12径間連続桁とした（図－14）。主桁形状も景観に配慮しており、渓谷をわたる支間の大きいところでは比較的桁高が大きく、桁高変化を持つ力強い主桁、高架橋の端部付近の支間の小さいところでは桁高を小さくしている。斜張橋やアーチ橋のような華やかさはないが、なめらかな平面曲線と橋脚上部のY字形状が周辺環境とよく調和したバランスの良さを感じられる（図－15）。

また、走行車の安全走行にも配慮されており、強風地帯であることから、車道両端には高さ3.4m、透過率20%の耐風壁を設置している（図－16）。さらに、橋梁には凍結センサーが埋め込まれており、電光掲示によって風速と温度が常時示されている。



図－14 Crni Kal 高架橋



図－15 Crni Kal 高架橋

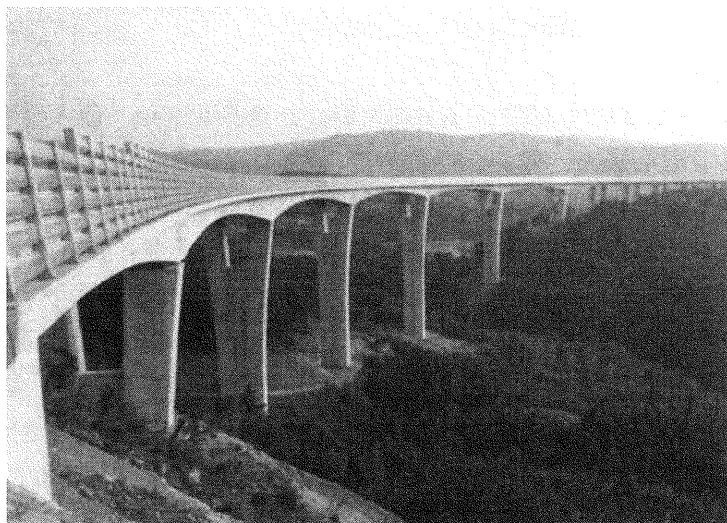


図-16 耐風壁の設置状況

(6) Experience with bridge monitoring in Croatia

(クロアチアにおける橋梁モニタリング)

過去10年においてクロアチアでは高速道路ネットワークの整備が進み、現在では、高速道路の橋梁数は約3000に達している。この中には、クロアチアの海岸アドリア海に近接する大きなコンクリートアーチ橋がある。アドリア海は、他の海に比べて塩分濃度が高く、また、北東風の“Bora”や南西風の“Sirocco”と呼ばれる強烈な季節風が吹くことから、橋梁にとってはきわめて厳しい環境条件にある。クロアチアでは、新橋建設に関心が払われ、既存橋梁の維持管理に十分な対処がされなかったが、これらのアーチ橋の劣化が顕在化し、近年では、橋梁の保全に対する様々な取り組みがなされるようになった。本論文では、これらのアーチ橋に生じた損傷と、現在までに行ったモニタリングについて報告している。

アドリア海に位置する代表的なコンクリートアーチ橋とその位置を表-3と図-17に示す。もっとも有名なアーチ橋はKrk I 橋であり、コンクリートアーチとしては当時世界最大支間の390mである(図-18)。これらのアーチ橋は、景観的にも美しく周辺環境にも調和しているが、古い4橋については供用年数の経過とともに性能に問題が生じ、結果として、高価な補修費用を要することになった。当時は、定期的な橋梁点検はなされておらず、構造物にダメージが生じてから“必要に応じて”調査されていたものである。

表-3 アドリア海のコンクリートアーチ橋

	Construction time	L (m)	f (m)	f/L	d (m)	d/L (average)
Sibenik bridge	1964-1966	246	31	1:8,0	3,7	1/75
Pag bridge	1967-1968	193	28	1:7,0	2,3-3,0	1/80
Krk 1 bridge	1976-1980	390	60	1:6,5	6,5	1/60
Krk 2 bridge	1976-1980	244	47	1:5,2	4,0	1/60
Maslenica bridge	1993-1997	200	65	1:3,1	4,0	1/50
Skradin bridge	2003-2004	204	56	1:3,6	3,0	1/68

L - arch span

f - arch rise

d - arch depth

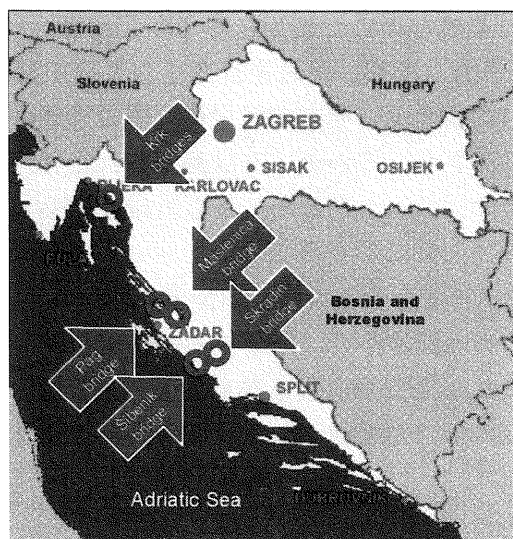


図-17 コンクリートアーチ橋の位置図



図-18 Krk橋（右側が支間390mのKrk I 橋）

たとえば、Pag橋では、建設10年後に目視点検が行われ、柱の補修が行われたが、設計・施工が不十分で新コンクリート部に大きなひび割れが生じた。その数年後に、上部工に対する表面被覆が行われた。さらに、1980年代半ば、上部工と柱の劣化が著しくなり、載荷試験を含む詳細な調査が行われた。その結果、甚大なひび割れと鉄筋の腐食が判明した。また、載荷試験では、1968年の供用開始時点に比べて、たわみが25%増加している結果となった。この結果を受けて、交通制限を行うことになり、最終的には、1991年から1999年の大規模改修工事により、上部工はすべて鋼構造に掛け替えられた。

Krk橋においても、劣化の原因を解明し、適切な補修、保護方法を検討するために、目視点検および詳細調査が行われた。塩化物イオン量は、1986年の時点で既に制限値である0.1%（コンクリート重量に対する比）に近い値に達しており、さらに最近の調査では、0.5%を越える結果となった。目視検査においても、多くの損傷が発見され、特にスレンダーな柱は構造的にも損傷が及ぼす影響が懸念され、補修が施された。補修した柱の新旧コンクリートの付着を確認するために、ファイバーセンサーによる計測が実施されている。また、2年ごとに目視点検と塩化物浸透量調査が行われることになっている。

これら4橋の損傷とその対策のために、結果として多大な財政負担を強いられたことから、Maslenica橋では、長期的な応力、変形、腐食を計測する方法が試みられた。図-19に示すように、92のひずみゲージと21の腐食センサーが所定の位置に設置された。これらは施工段階から、完成後の載荷実験まで計測され、そのデータは記録された。ただし残念ながら、資金不足によりその後の計測については行われなかった。さらに最近、Skradin橋では、ひずみ、変形、温度を継続的に計測しており、これによって、コンクリート劣化メカニズムのモデル化やサービスライフデザインの精度向上に寄与するものと期待されている。

過去数十年に渡るクロアチアの経験から、通信技術の進歩により効果的な橋梁モニタリングが容易になりつつあるが、目視点検に100%置き換わるものではない。目視点検は、点検者の技量によるという問題はあるものの、効果的かつ経済的な方法であり、現時点においては、両者の併用がベストと考えられる。

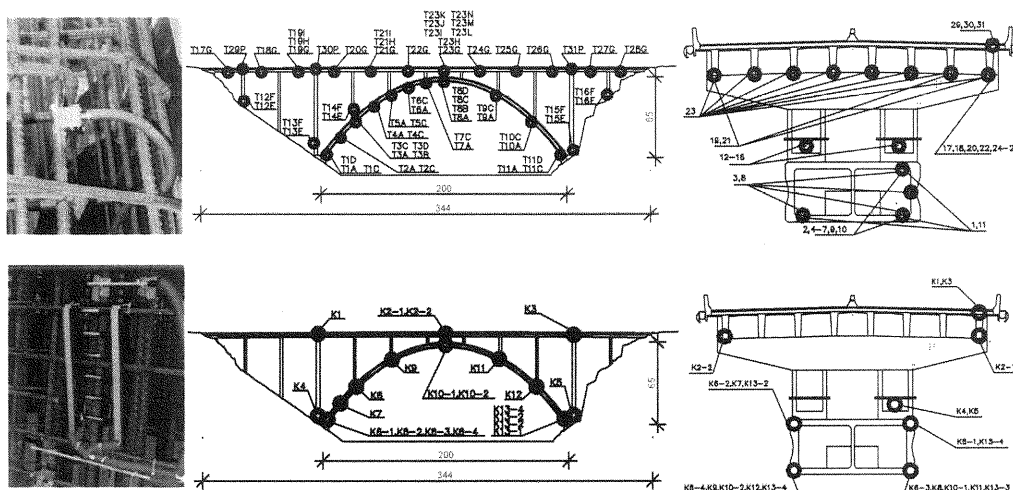


図-19 Maslenica橋での長期計測

(7) Design and construction of composite truss bridge using suspension structure

(トラスと吊りの複合橋梁の設計と施工)

徳島県で施工された青雲橋の設計施工報告である。構造は、図-20と図-21に示すような単径間の複合トラス橋である。上床版、下床版はコンクリート、斜材は鋼管で構成されている。施工時にはグラウンドアンカーで支持するものの、架設完了後にグラウンドアンカーを解放し、その張力を主桁に移行させる完全自碇式の複合トラス橋である点が、構造的な最大の特徴である。

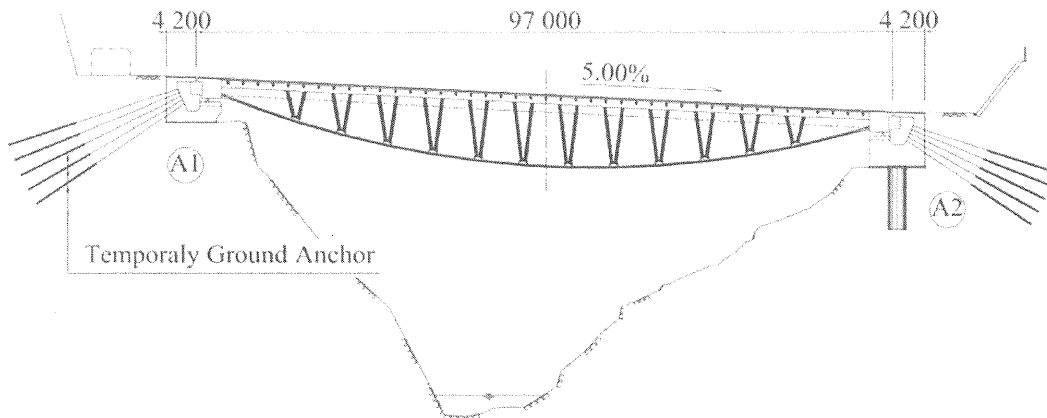


図-20 青雲橋

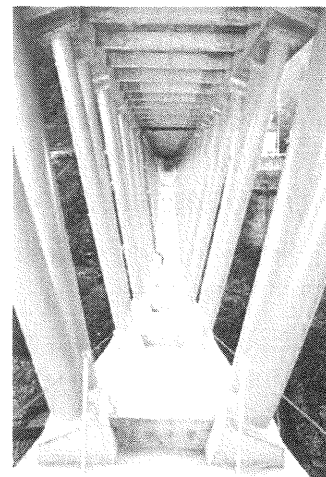


図-21 青雲橋

発表では、本橋の設計、施工、およびグラウンドアンカー張力の主桁への移行の方法などが報告された。架設方法は、図-22に示すように下弦ケーブルを張り渡した後に、下床版パネル、斜材ユニット、桁ユニットを順次架設し、場所打ち部分の打設という順序で行われた。架設中の風などに対する安定性を確保するため、耐風索を設置している。

本橋のような渓谷を跨ぐ単径間の橋梁という条件に対して、青雲橋で採用した構造および架設方法は、周辺環境を乱すことが少なく、また経済的な方法であることが報告された。

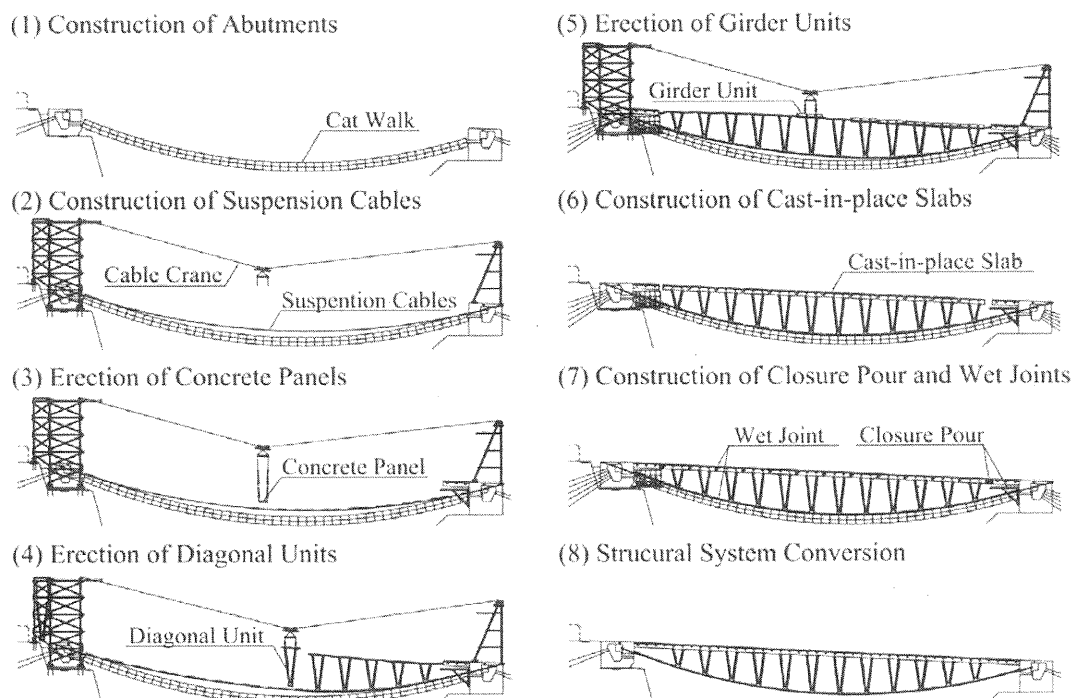


図-22 架設手順

本論文に対しては、発表後に多くの質疑応答があった。その概要を以下に示す。

Q1：一番最初に張りわたす下弦ケーブルには、どのような種類のケーブルを使用したか。また、応力上の制限値はいくつとしたか。

A1：マルチストランドを採用した。このケーブルの配置は、サドル部の配置に近いと考えられ、サドルでの平行ワイヤーの疲労強度のデータが十分でないことから、ストランドの採用を決定した。許容値は引張強度の60%として設計した。

Q2：施工中の安定性にはどのように対処したか。

A2：施工中の安定性は、この橋の施工において最も重要なポイントだと認識している。鉛直方向の変形については問題はないが、橋軸直角方向には十分な対処が必要である。実橋では、周辺の地盤にアンカーをとったケーブルを桁に固定し、安定性の確保を図った。

Q3：鋼管トラス材を用いているが、この構造の耐久性はどうか。

A3：鋼管部分については、亜鉛メッキ溶射の上に塗装を施している。通常の塗装より耐久性はある。

(8) Design and construction Rittoh Bridge

(栗東橋の設計と施工)

現在施工中の波形鋼板ウェブを用いたエクストラードズド橋である栗東橋の設計および施工について報告された(図-23)。

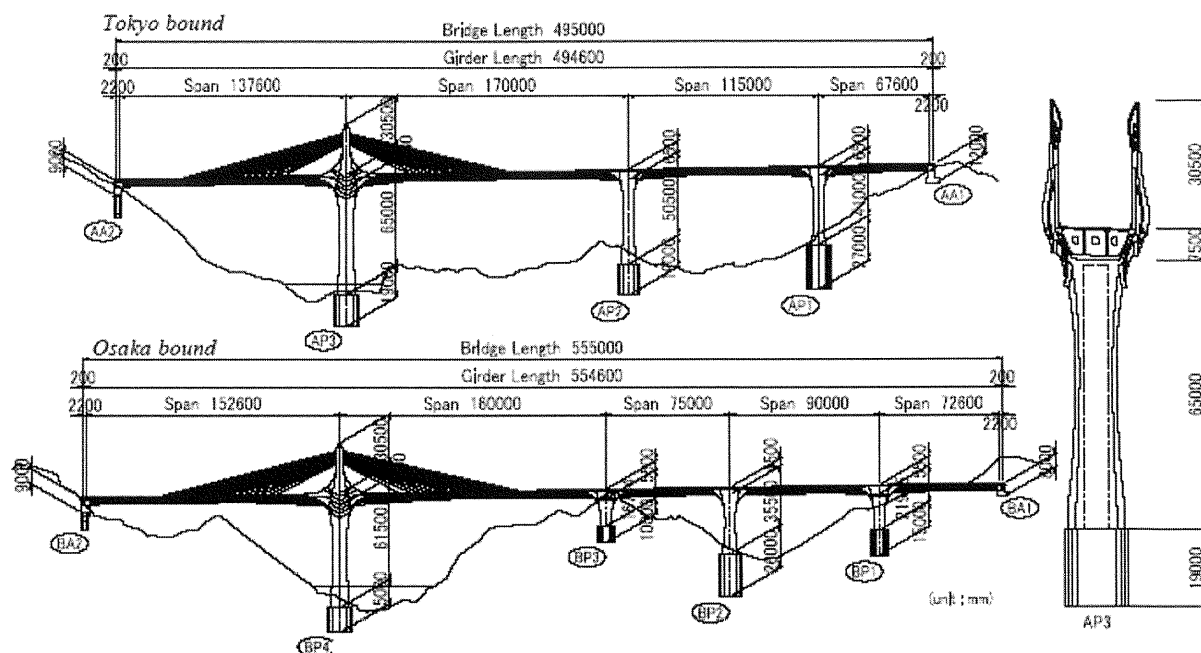


図-23 栗東橋

波形鋼板ウェブ構造であることから、斜材定着部の張力をいかに主桁に伝達するかは、構造設計上最も重要なポイントであり、栗東橋では鋼製ダイヤフラム構造を採用している。そのディテールは、図-24に示すとおりであり、斜材の鉛直分力は鋼製ダイヤフラムに直接伝達され、水平分力はコンクリートエッジガーダー部に伝達されるような構造となっている。この部分については、平面骨組み解析、3次元FEMの他、1/2モデルによる載荷実験によって安全性の確認を行った。

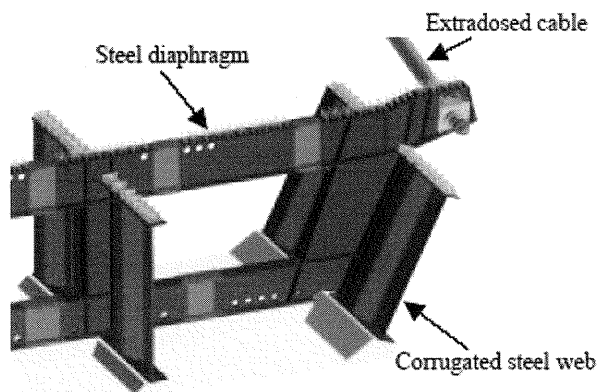


図-24 鋼製ダイヤフラム

一方、施工上の最大の課題は、側径間の閉合方法である。栗東橋の支間割りでは側径間が長く、最大張出し終了時点においても約30mの閉合部分を残すことになる。地形および環境的な条件から、この部分の接地式支保工は設置できないことから、『波形鋼板ウェブ先行架設方法』を採用した。これは、図-25に示すように、閉合部分の波形鋼板を先行して架設し、連続桁構造を完成した後に下床版、上床版のコンクリートを段階的に打設する方法である。これにより、橋梁直下の斜面に損傷を与えることなく、また大幅なコストの縮減を可能とした。

最後に、全体の約70%の部分が完了している最新の施工状況が紹介された（図-26）。

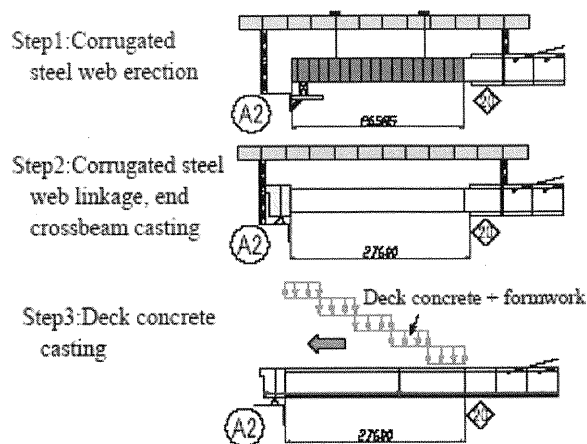


図-25 側径間閉合手順



図-26 現場状況

(9) Construction of Yahagikawa four-span continuous hybrid cable stayed bridge

（4径間連続複合斜張橋—矢作川橋—）

第二東名高速道路の矢作川橋の構造概要および関連した実験、さらに、愛・地球博を控えて工期的制約の大きい中での主塔と主桁の急速施工方法に関する報告された。

【主桁と斜材定着部の構造】

鋼制定着梁、鋼製シャイベ、鋼製の補助横桁を有する鋼製プレハブ部材とし、斜材定着部の横桁も鋼製とすることで、波形鋼板ウェブと併せて床組み系がすべて鋼製となり、工期短縮に大きく寄与している。

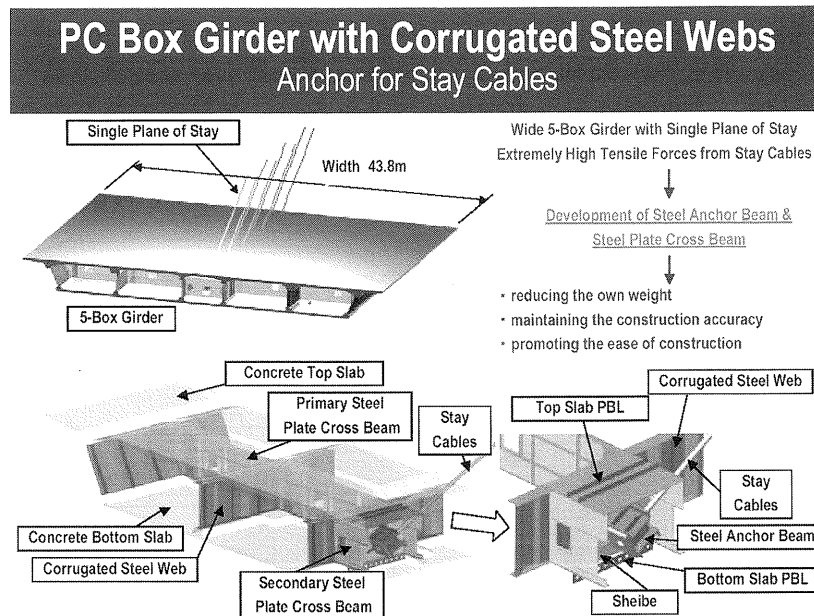


図-27 主桁斜材定着部構造

【主桁接合部の構造】

曲げを伝達するための床版、底版の接合方式は実績のあるセル割を用いた前後面プレート方式としたが、今回初めて鋼ウェブと波形鋼板ウェブの接合構造を決める必要があった。詳細検討の結果、局部応力の発生を抑えるために両者は直接接合せず、床版や底版と同様にコンクリートのセル割を介してせん断力を伝達する構造とした。また、わが国で初めてのこの種の接合部の施工に関しては、メタル部分での主桁閉合ではなく、コンクリートの打込みによる閉合を行い、施工中の架設誤差を容易に修正することができた。

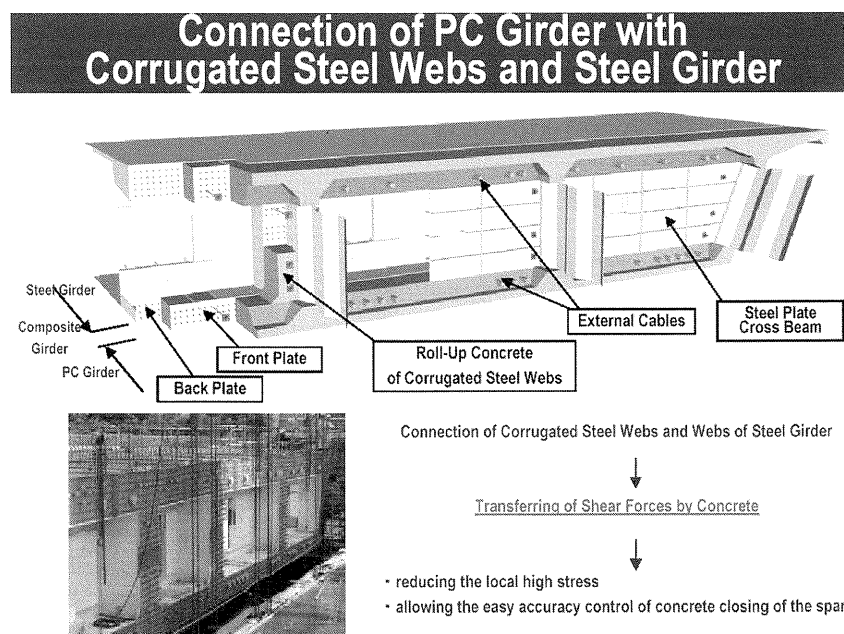


図-28 主桁接合部

【主塔基部構造】

湾曲した形状より、通常のRC断面では施工性の確保が困難なほどの補強量を必要とする断面には鋼殻構造を採用し、終局時の耐力を確保するとともに、設計時のひび割れ対策として、プレストレスを導入している。

鋼殻は、コンクリート打設割に応じてブロック化されており、現場ではボルト継手で接合した。

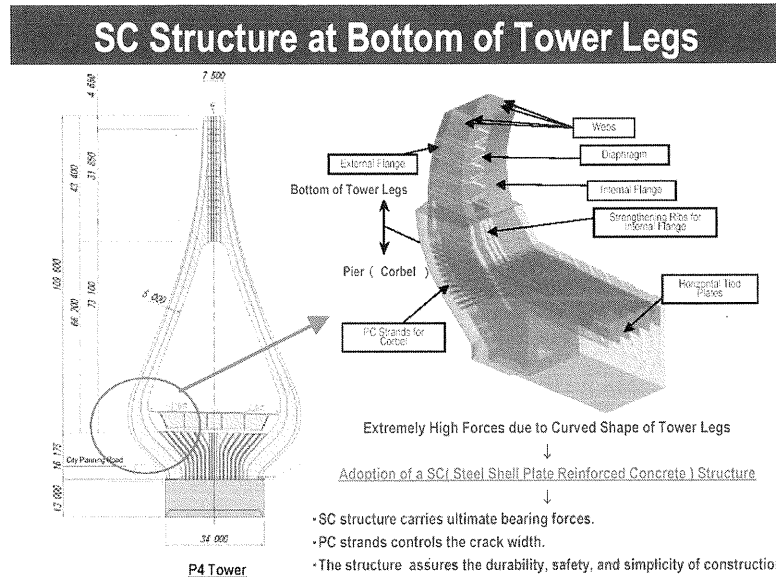


図-29 主塔基部鋼殻構造

【主桁の施工】

張出し架設のブロック長を8.0mとし、急速施工に対応するとともに、東主塔側の張出し架設では、主桁の両外側と中央Boxの波形鋼板ウェブ、上下床版の鉄筋、上床版の形枠等を現地においてプレハブ施工している。



図-30 主桁の急速施工

【主塔の施工】

主塔基部より上の分岐部は、急速施工と安全を考えクライミング足場を用いて施工したこと、また、斜材定着部となる主塔頂部に関しては固定足場を用いて施工したこと、さらに、主塔コンクリートに関しては、完成系では足場がなく維持管理が容易でなく、工程上十分な養生期間も確保できないことからシラン・シロキサン系の浸透性撥水剤を塗布した。

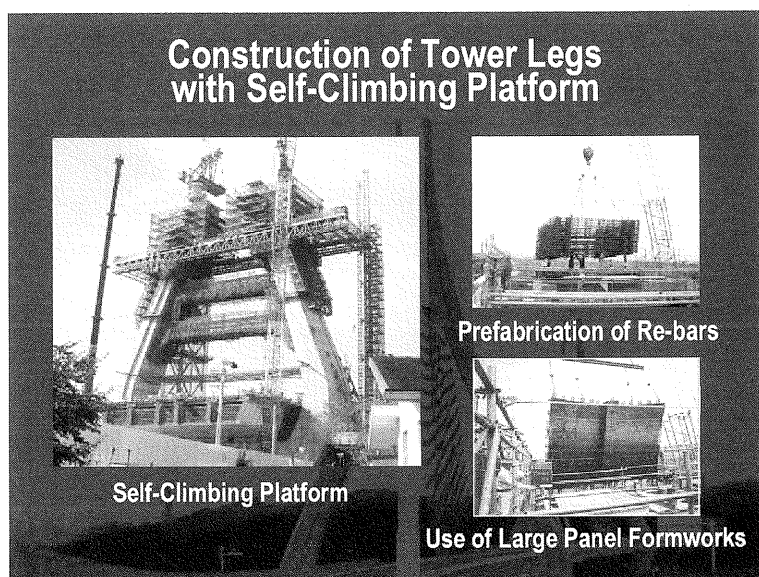


図-31 クライミング足場を用いた主塔の施工

発表後には、以下の質疑応答があった。

Q1：主桁接合部構造で鋼ウェブと波形鋼板を直接繋がらないとのことであるが、せん断力はどのように伝達するのか？

A1：ウェブの主桁接合部端部にスタッドを溶殖し、そのスタッドを取り囲むようにコンクリートを打設し、鋼桁→スタッド→コンクリート→スタッド→波形鋼板 の順に伝達経路を考えている。

Q2：橋の中央部P3上を鋼桁として理由は？

A2：愛・地球博までの工期を満足させるために、河川内部で渇水期施工となる河川部は鋼桁とした。もしこれをPC桁としたら張出し架設ブロックが8ブロック程度増え、つまり最低でも4ヶ月程度工期が長くなり、その後の閉合を考えると工期は満足できなかったと考えている。この部分の鋼桁は実質的（足場解体等を含まず）に3ヶ月で施工しており、PC桁に先行して施工完了していることから閉合工を先行して段取りできたなど、工期的なメリットが大きかった。

建築物の耐震改修とPC技術

大阪大学大学院教授・本協会常務理事 大野 義 照 独立行政法人建築研究所構造研究グループ 加藤 博 人
京都大学大学院教授・本協会理事 渡 邊 史 夫 大阪大学大学院講師 岸 本 一 蔵
京都大学大学院助教授 西 山 峰 広

1. まえがき

わが国の建築物の耐震基準は、十勝沖地震（1968年）、宮城県沖地震（1978年）などの地震被害を教訓にして、1981年に大きく改正された。1995年の兵庫県南部地震ではその新耐震基準に則って設計された建物の被害の程度は軽く現行の耐震基準はおおむね妥当であると考えられるのに対して、旧基準で設計された建物に多くの被害が見られた。このため現行の耐震基準に適合しない建築物（一般に1981年5月以前に建築確認を受けたもの）のうち、階数が3以上かつ床面積が1,000m²以上の学校、病院、デパートなどの所有者に耐震診断や改修に努めることを求めた「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が1995年12月に施行された。耐震診断・改修に関する各種の助成制度も設けられてきたが、建築物の耐震化は進んでいない。

現在、わが国における建築物のストックは、住宅（共同住宅含む）約4,700万戸、非住宅約340万棟で、耐震性が不十分と推計される住宅は約1,150万戸（全数に対する割合約25%）、同じく非住宅は約120万棟（同約35%）と推計されている。

兵庫県南部地震以降、震度6弱以上の地震は鳥取県西部沖地震（2000年）をはじめ、新潟県中越地震（2004年）など12の地震が九州から北海道までの全国各地で発生している。また海洋性の巨大地震である南海地震や東南海地震の発生確率が高まっている。

このような状況の中、大規模地震に備えて学校や病院などの建築物や住宅の耐震診断・改修を早急に進めるため、数値目標を盛り込んだ計画の作成を都道府県に義務付ける改正耐震改修促進法が2006年1月に施行される。この法によって自治体が学校など多数の人が利用する公共性の高い建築物の耐震補強を促し、従わない場合は建物名を公表したり、改善命令が出せるようになった。国土交通省は、建築物の耐震化率を今後10年で今の75%から90%に引き上げる目標を柱とする基本方針を策定する予定と報じられている。

耐震改修で求められるのは、耐震性の向上が第一ではあるが、耐震性向上のために建築としての機能が大幅に低下することは避けなくてはならない。工期が短いということも重要であるが、工事中も建物が使用できる「居ながら」施工ができればさらによい。改修コストも重要な工法選択要因である。これらそれぞれへの条件に合うような様々な工法が開発されている。

PC技術を利用した工法としてはプレキャストコンクリートのフレーム、あるいはPC鋼材を斜めに配置・緊張したフレームを既存の躯体に接合する工法、プレストレスを導入したブレースを用いる工法、せん断耐力の不足する柱をPC鋼材で補強する工法など多くの工法が開発されている。これらの工法におけるPC技術は「緊張材にてあらかじめ圧縮応力度を与えてひび割れ

の発生を防ぎ大スパンを可能にする」というPCの基本技術とは別に、圧着の技術や引張材へのプレストレス導入、高強度PC鋼材の活用など新たな利用法が開発されている。また、耐震改修の機会に用途変更による荷重増大、あるいは間仕切壁の撤去を可能にする外ケーブルによる梁やスラブの補強工法もある。

本稿では、(財)日本建築防災協会の既存鉄筋コンクリート建物の耐震診断基準・改修設計指針、および次のPC技術を用いた耐震改修技術を紹介する。

- 1) プレキャストプレストレストコンクリート造のフレームを既存建物に取付ける工法
 - ① PCアウトフレーム工法
 - ② PCa外フレーム工法
 - ③ PCaPC外付けフレーム工法
 - ④ PC圧着関節フレーム耐震補強
- 2) ブレースを既存建物に取付ける工法
 - ① 構面外鉄骨ブレース工法
 - ② PC鋼棒を用いた鉄骨ブレース圧着工法
 - ③ PCaブレース工法
 - ④ 自己圧着ブレース工法
- 3) パラレル構法
- 4) PCa増設壁工法
- 5) PC鋼材による柱、橋脚の補強工法
 - ① 外部スパイラル鋼線巻立工法
 - ② OSR工法：PC鋼材を用いたRC橋脚の耐震補強
 - ③ 柱や梁の外周にPC鋼棒を配置、緊張したせん断補強
- 6) 外ケーブルによる梁やスラブの補強工法

表1-1 耐震基準の変遷

1919	市街地建築物法制定
1923	関東大地震 (M7.9)
1924	耐震計算を義務付け
1950	建築基準法制定
1964	新潟地震 (M7.5)
1968	十勝沖地震 (M7.9)
1971	耐震基準強化
1978	宮城県沖地震 (M7.4)
1981	新耐震基準制定
1995	兵庫県南部地震 (M7.3)
1995	耐震改修促進法制定
2004	新潟県中越地震 (M6.8)
2005	耐震改修促進法改正

2. 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強

2.1 耐震補強

耐震補強は、耐震診断により耐震安全性が十分でなく補強が必要と判断された建物に行われる。耐震診断は(財)日本建築防災協会発行既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説¹⁾に従って行われる。以下にその概要を紹介する。

1) 耐震診断

建築耐震診断において構造体の耐震性は構造耐震指標 I_s で表され、構造耐震判定指標 I_{so} より等しいか大きければ、安全(想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している)と判定される。

$$I_s \geq I_{so} \quad (1)$$

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (2)$$

ここで、 E_0 : 保有性能基本指標(建物が保有している基本的な耐震性能を表す指標で、強度指標 C 、靱性指標 F 、および外力分布による補正係数からなる)

S_D : 形状指標(建物の形状、剛性の分布を考慮する係数)

T : 経年指標(建物の経年変化を考慮する係数)

C : 強度指標(いわゆる保有せん断力係数)

F : 靱性指標(部材の変形能力をあらわす指標)

$$I_{so} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (3)$$

E_s : 耐震判定基本指標(第1次診断用0.8、第2、3次診断用0.6)

Z : 地域指標

G : 地盤指標

U : 用途指標

ただし、第2、3次診断において安全と判定する場合には、次式を満足しなければならない。

$$C_{TU} \cdot S_D \geq 0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (4)$$

ここで、 C_{TU} : 構造物の終局限界における累積強度指標

以上のように、建物の安全性は、強度、靱性、外力分布、建物形状、経年劣化、地域特性、地盤状況、および用途を考慮して判定される。(4)式の条件が設けられたのは(1)式を満足しても強度指標の小さい建物は柱の塑性変形により大きな残留変形が生じることがあるからである。

2) 耐震補強

耐震補強にあたっては、建物の耐震性能をどの程度まで改善するか、目標を設定しなければならない。(財)日本建築防災協会発行既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説²⁾では、次の二点が補強設計における目標値として推奨されている。

$${}_R I_s \geq \alpha \cdot I_{so} \quad (5)$$

$${}_R C_{TU} \cdot {}_R S_D \geq \alpha \cdot 0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (6)$$

ここで、 ${}_R I_s$: 補強後の建物の構造耐震指標

I_{so} : 耐震診断における構造耐震判定指標

${}_R C_{TU}$: 補強後の建物終局時累積強度指標

${}_R S_D$: 補強後の形状指標

α : 設計施工係数(1.0~1.2)

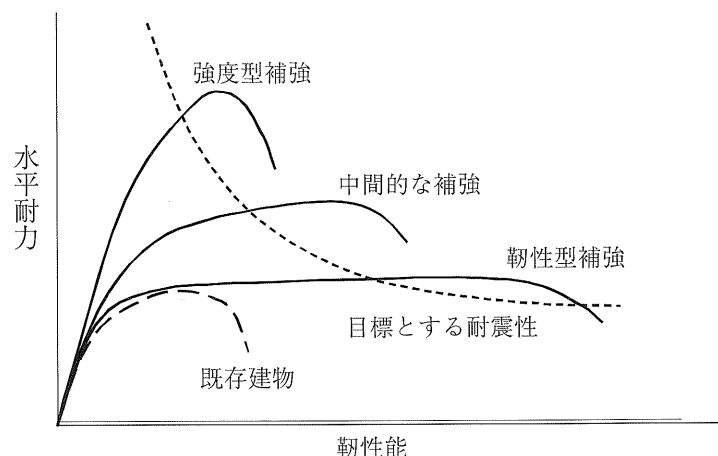


図-2.1 既存建物の耐震性能の変化

既存建物の補強には、水平耐力の増加を行う強度型補強、靱性能の向上を図る靱性型補強、および両者を組み合わせた中間的な補強がある（図2-1参照）。どの型の補強を行うかは既存建物の水平耐力や靱性能などを考慮して適切に選択する必要がある。

3) 補強計画と補強工法の選定

補強計画にあたっては、建物の重要度や地域性を踏まえて、必要とされる耐震性能を設定する。耐震診断結果に基づき目標性能に対して補強によりどの程度強度と靱性を付与させるか、さらに最も適した工法を選定する。

補強部材の配置計画にあたっては耐震要素の配置のバランスを図るとともに建物の機能が大きく低下しないように配置する。学校のように工事期間に制約がある場合や、建物を使用しながら施工する、いわゆる居ながら施工が求められることもある。

E_o の値が不足している場合は、 E_o は建物の耐力と靱性の積和として求まるので、耐力あるいは靱性が不足している場合は、これらのいずれかを増す工法あるいは両者とも増す工法を用いる。計画上平面が変更することができないような場合には免震装置あるいは制震装置を取り付けて地震力そのものを低減させる方法もある。

耐震上弱点となる部材が存在する場合：せん断破壊が曲げ破壊に先行する極脆性柱やせん断柱、あるいは下階壁抜け柱などは耐震性の弱点となることが多く、これらの弱点は解消した上で、耐力や靱性の改善を行うべきである。

S_D 指標の改善：地震時に平面的なねじれを生じさせないことや損傷をある階に集中させないことは、耐震設計上重要である。耐震診断においては、これらは S_D 指標によって評価される。

4) 補強工法の概要

既存建物の耐震性向上の手段として、耐力の増加、靱性の向上、損傷集中の回避、地震入力 の低減、老朽化対策、および基礎の補強があげられる。

(i) 耐力の増加

建物の耐力の増加を図る方法として最も実績があるのはRC壁の増設である。鉄骨枠付きの鉄骨ブレースを開口部に増設する工法もある。この工法は大きな窓開口が確保できる利点がある。鉄骨ブレースを既存建物の外側に取り付ける工法やRCフレームを取り付ける工法も開発されている。これらの外付けフレーム増設工法は耐力の向上だけでなく、変形能力も期待できるので建物の靱性向上にも寄与している。

(ii) 靱性の向上

靱性を高める代表的な手段は、柱の補強で、溶接閉鎖型帯筋とコンクリートによる補強、鉄板あるいは炭素繊維シートを巻き付ける補強法などがある。せん断破壊型の柱を曲げ破壊型に改善したり、コンクリートの拘束効果により粘りを高めたりする効果が期待できる。

(iii) 損傷集中の回避

建物の平面的あるいは立体的に剛性分布のバランスが悪い場合や極脆性柱の存在により耐震要素の変形能力に差異があり耐震性が低い場合は、上記の各種工法を用いたり、耐震スリットを新たに設けて剛性分布や変形能力のバランスを図る。

(iv) 地震入力の高減

非耐力壁の軽量化など建物重量を減らし地震力を低減させる方法がある。最近では免震構造化や鋼材ダンパーあるいは摩擦ダンパーによる制震機構の採用により地震力を低減させる工法も用いられている。

(v) 朽化にともなう耐震性能低下の改善

ひび割れ補修などによって経年指標の改善を行う。

(vi) 基礎の補強

基礎の補強は、大掛かりな工事になり、費用もかさむので、基礎の補強を避ける補強計画を行うのがよいとされている。

2.2 PC技術の利用

1) はじめに

PCの技術を利用した耐震補強工法は、ここ数年の間に様々な工法の開発が進められ、多くの施工実績がある。それらを分類すると外付けフレーム工法、PCaブレース工法、PCa壁増設工法、柱の補強工法などに分けられる。

2) 外付けフレーム工法

本工法は、既存建物の外部にフレームを新たに建設し、既存建物にスラブやトラスなどを介して新設フレームを固定する工法である。既存建物の内部空間を変更することなく目標耐震性の改善を達成しうる工法で、「居ながら施工」が可能である。本工法の主たる目的は外付けフレームの保有耐力による耐震強度の改善であるが、外付けフレームは靱性に富む構造として設計することができるので、既存建物が靱性に優れた構造であるかまたはそのような改善することが容易な場合は全体として靱性の向上を計画するほうが合理的な補強計画となる。

3) PCaブレース工法

プレキャスト部材を既設架構にPC鋼棒で圧着してブレースを増設し、耐力および水平剛性を改善するものである。ブレース自体にプレストレス技術が応用されているものもある。外付けであるので「居ながら施工」が可能で工期が短い、建物の機能が損なわれにくいなどの特徴がある。壁増設に比べて窓からの採光や換気などの室内環境性能の低下を防止できるが、そのデザインに対する嗜好が分かれる。

4) PCa増設壁

運搬が容易なように分割されたプレキャスト板を増設場所でPCによる圧着にて組み立て、柱梁架構面内に設置し、間接接合により建物と接合して耐震壁を増設するものである。場所打ちコンクリートが少なく工期短縮が可能である。

5) 柱の補強

せん断破壊先行型の柱や梁の補強に、柱や梁の外周をPC鋼棒またはPC鋼より線にて巻いてせん断補強を行う。PC鋼材の高強度を有効に利用するために引張して用いる。

6) 外ケーブルによる梁やスラブの補強工法

耐震補強ではないが、耐震補強工事にあわせて、空間性能や機能性の向上を目的として、梁やスラブを外ケーブルで補強する。

3. PC技術を用いた耐震補強技術

3.1 既存建物の外部にPCaPC架構を取付ける工法

3.1.1 概説

この工法は、既存建物の外側にプレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC) 構造による新設フレームを設置し、既設フレームと新設フレームとをスラブやPC鋼棒などにより結びつけ水平力の伝達を図り、新設フレーム分の耐力を増加することにより既存建物の補強を行う工法である。4社から提案されており、実績も多い。

1) 工法の特徴

この工法の特徴は、次の通りである。

特長

- ・新設フレームを独立施工でき、既存建物を使用しながらの施工が可能〔居ながら施工〕
- ・既存建物の耐震性能に応じて強度型から靱性型までの補強が可能
- ・外観リフォームの兼用が可能
- ・ブレース工法等と比較し採光・視覚上有利
- ・スラブタイプの場合、新設フレームと既存建物との空間は、多目的な利用（バルコニー・設備配管スペース等）が可能
- ・PCa部材の利用により在来工法と比較し、
 - 工期短縮が可能
 - 高品質・高耐久
 - 低騒音・低塵芥・鋼製型枠の繰り返し利用による現場での型枠廃材等の削減が可能（環境にやさしい）

留意点

- ・新設基礎が必要
- ・他工法と比較して補強による重量増が大きい
- ・既存建物自体の耐震性能を改善しないので、必要な場合（極脆性柱の解消等）は別に改修が必要
- ・圧着タイプの場合、既存建物と隣接して新設フレームを構築するため既存基礎の状況に依存する。
- ・基礎の施工およびPC部材の搬入・建て方などにより道路・敷地条件の制約がある。

2) 設計概要

耐震補強計画、耐震診断及び補強後の耐震性の判定は、(財)日本建築防災協会「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」²⁾（以下、「改修設計指針」）及び、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」¹⁾（以下、「耐

震診断基準」)、「既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル-枠付鉄骨ブレースによる補強-」(以下、「外側耐震改修マニュアル」)、「改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」(以下、「SRC耐震診断基準」)及び「改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針・同解説」(以下、「SRC耐震改修設計指針」)に準拠して行われる。PCaPC外付けフレームの設計は、(社)日本建築学会「1998年版プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」等に準拠して行われる。

改修設計指針の3.6その他の方法による補強、「3.6.3 立体フレームの増設による補強」、「3.6.4 外付けフレームの増設による補強」に、基本的な事項(概要・目標性能・補強計画等)が記載されている。外側耐震改修マニュアルは、上記の「3.6.4 外付けフレームの増設による補強」(枠付き鉄骨ブレース直付け工法・枠付き鉄骨ブレース架構増設工法の2つの補強工法を対象)を補完するものとして発刊されたもので、外側から耐震補強を行う際に考慮すべき補強設計の考え方・接合部の強度などの評価方法・接合部の詳細設計が記載されている。

3) 設計フロー

設計フローの一例を図3.1.1-1に示す。

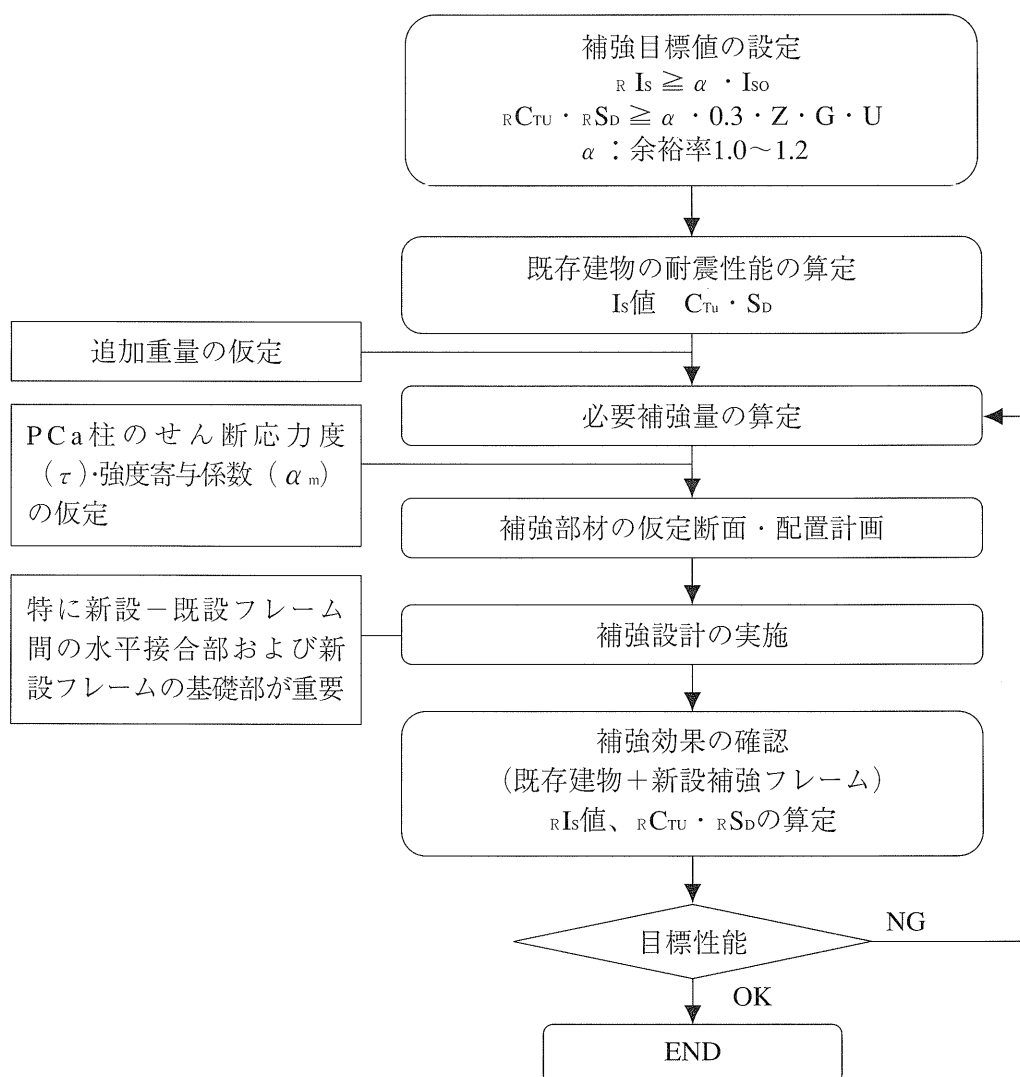
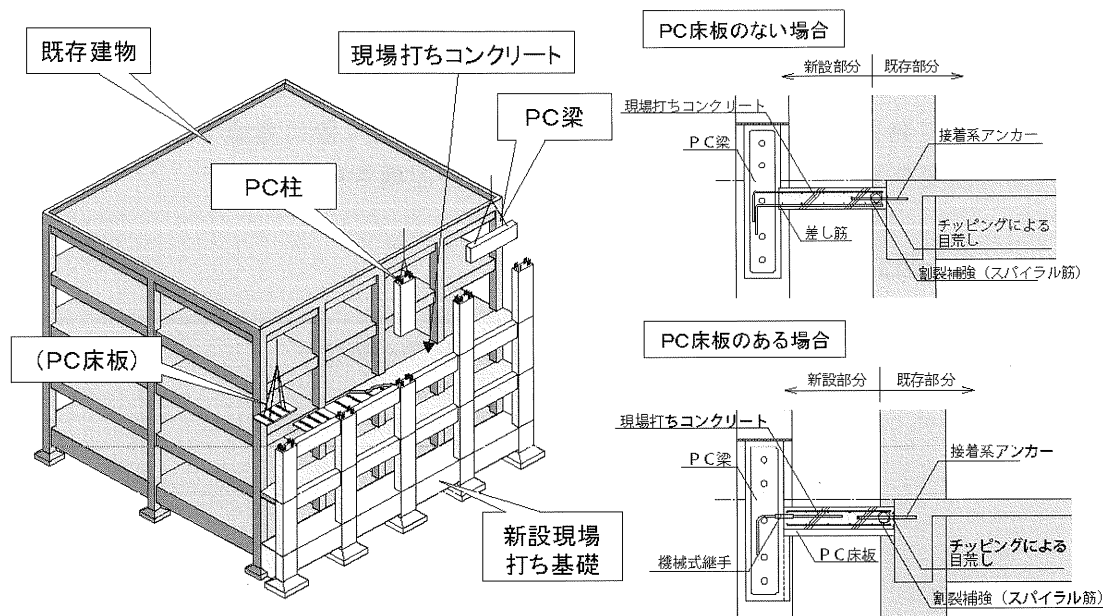


図3.1.1-1 設計フロー

3.1.2 PCアウトフレーム工法³⁾

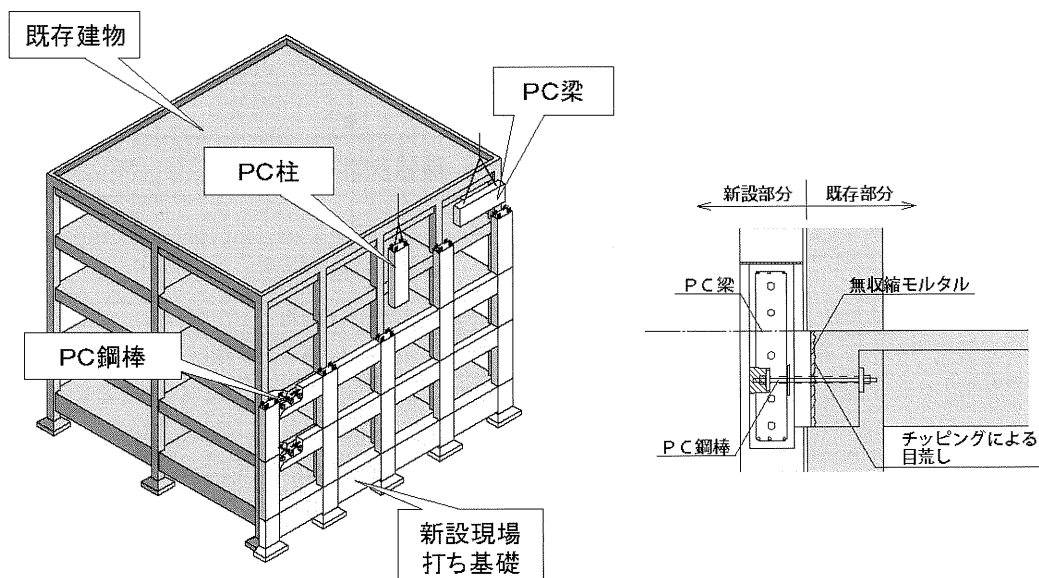
1) 工法の概要

PCアウトフレーム工法には、新設フレームをスラブを介して既存建物へ固定するスラブタイプとPC鋼棒にて直接既存建物へ圧着固定する圧着タイプがある(図3.1.2-1、図3.1.2-2参照)。PCaRCの柱と柱の接合にはモルタル充填・機械式継ぎ手による鉄筋接合が用いられる。PC鋼棒による圧着接合や両者の併用も行われる。PCaRCの柱とPCaPC梁の接合にはPC鋼材を用いた圧着接合が行われる(図3.1.2-3参照)。



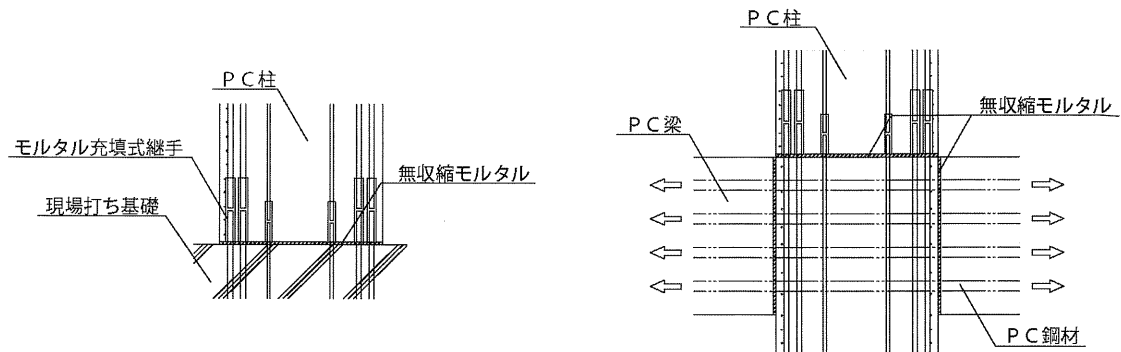
新設フレームと既存建物との空間をバルコニー・配管スペースなどに利用する場合

図3.1.2-1 PCアウトフレーム工法概念図 ①スラブタイプ



敷地に余裕がない場合などに利用されるが基礎の状況により制約がある

図3.1.2-2 PCアウトフレーム工法概念図 ②圧着タイプ



・PC柱-P C柱接合部
モルタル充填式継手による鉄筋接合
(P C鋼材による圧着接合や両者併用も考えられる。)

・P C柱-P C梁接合部
P C鋼材による圧着接合

図3.1.2-3 P C柱およびP C梁の接合方法

2) 実施例

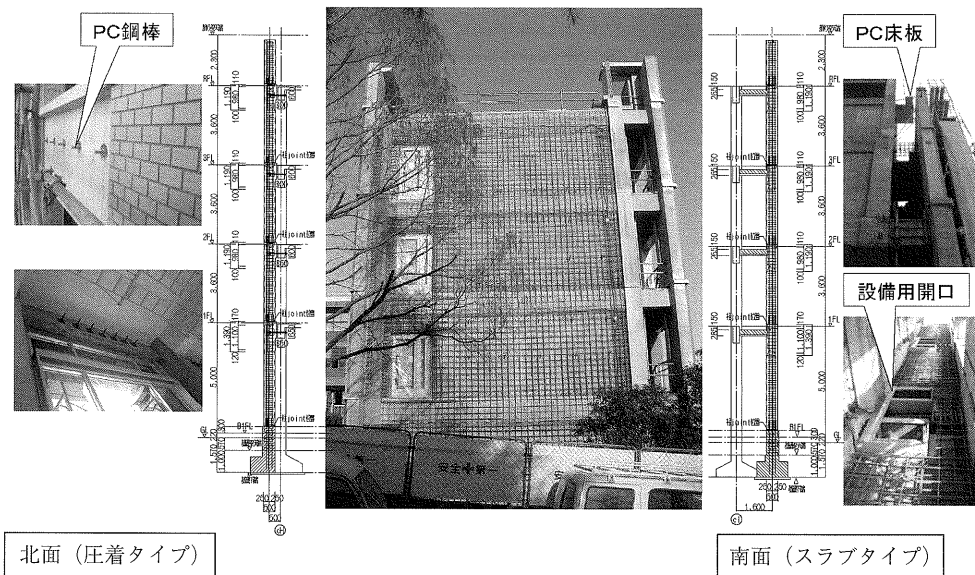


図3.1.2-4 実施例 K大学

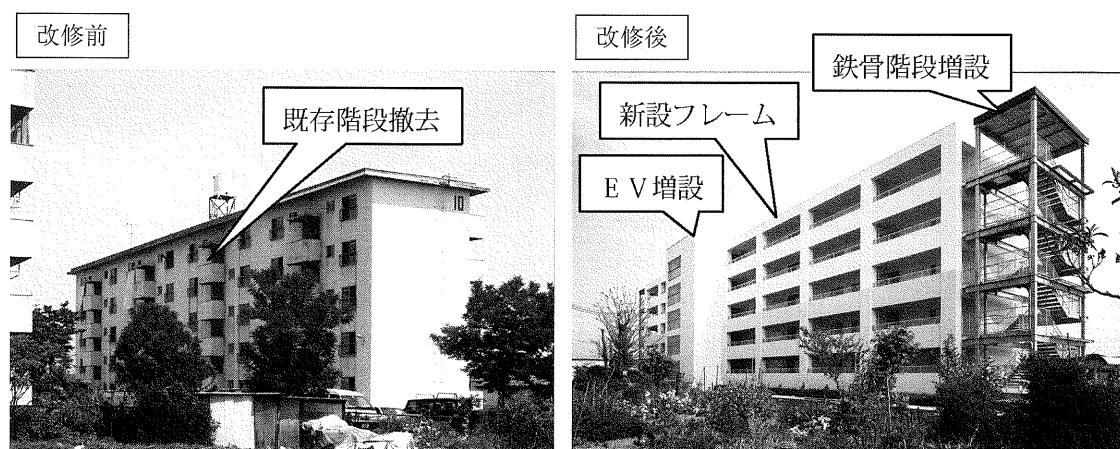


図3.1.2-5 実施例 O住宅

3.1.3 PCa外フレーム工法⁴⁾

1) PCa外フレーム工法の施工フロー

- ① 現地調査
- ② 掘削および
目荒し(チップング)
- ③ 基礎梁内に
PC鋼棒・柱筋をセット
- ④ 基礎梁(FG)
鉄筋組立～Con打設
- ⑤ PCa柱(1C)の架設
- ⑥ PCa梁(2G)の架設
- ⑦ 柱～梁の目地処理
(養生≒24h)
- ⑧ 水平方向(梁)
PC鋼材の緊張
- ⑨ 柱～柱の目地処理
(養生≒24h)
最頂部まで⑤～⑨を繰り返す
- ⑩ 鉛直方向(柱)
PC鋼材の緊張
- ⑪ 鉛直・水平両方向のグラウト

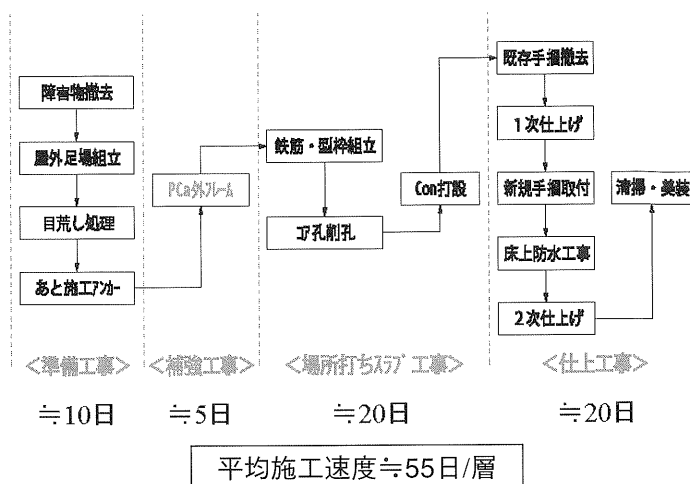


図3.1.3-1 施工フロー

2) 外装リニューアル

- ・必要箇所のみPCa部材で構成し、その他はダミーフレームとして、アルミパネルやガラスパネルを組み合わせる等、バリエーション豊富なフレームプランを構成することが出来る。
- ・PCa部材にはあらかじめ、タイル・石材などの外装材を打ち込むことにより色鮮やかで様々なデザインが可能。
- ・新設床部をバルコニーや配管スペースとして利用。

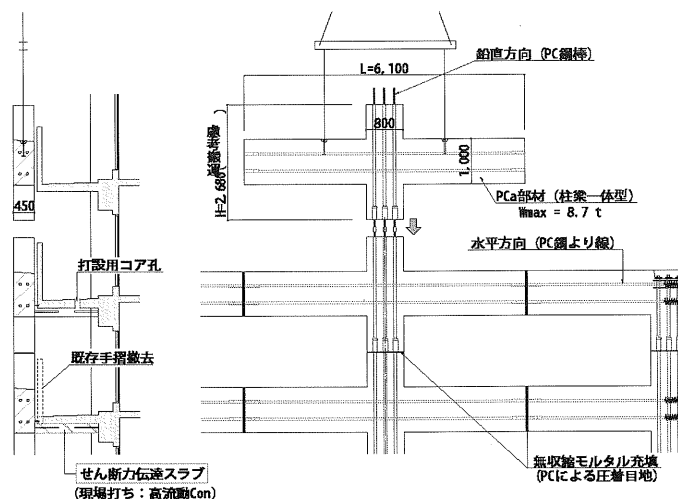


図3.1.3-2 PCa外フレーム工法の概要

3) 実施例：大規模集合住宅

(1) 工事概要

工事期間：約1年間

構造規模：鉄骨鉄筋コンクリート造 地上9階

敷地面積：19,401.67m²

建築面積：1,421.96m²

延床面積：12,797.71m²

(2) 工事の特徴

- ・外側補強なので、日常生活を送りながら施工が可能であった。
- ・外壁改修工事と同様に塗装仕上げを行ったことで、コンクリートの重圧感を抑え、暖かみのあるリニューアルを行うことが出来た。
- ・PCa部材を採用することで、高耐力で高品質な補強を短期間で施工可能であった。
- ・場所打ち範囲が少なく、施工手法も無騒音機材を採用するなど現場での騒音発生に配慮し、有効であった。



図3.1.3-3 集合住宅（改修前）



図3.1.3-4 集合住宅（改修後）

3.1.4 PcaPC外付けフレーム耐震補強⁵⁾

1) 工法概要

本工法は、既存鉄筋コンクリート造建築物または既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物にPCaPCフレームを外部から取付けることにより、当該建築物の耐力を高めて耐震性能を向上させたものである（図3.1.4-1、図3.1.4-2参照）。

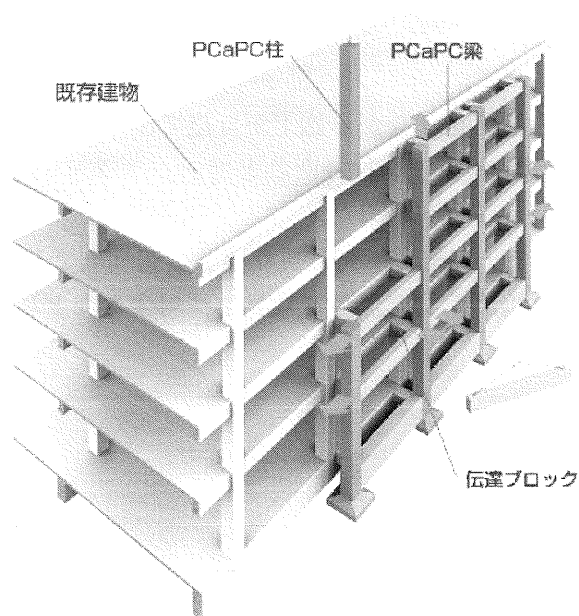


図3.1.4-1 外付けフレーム耐震補強工法

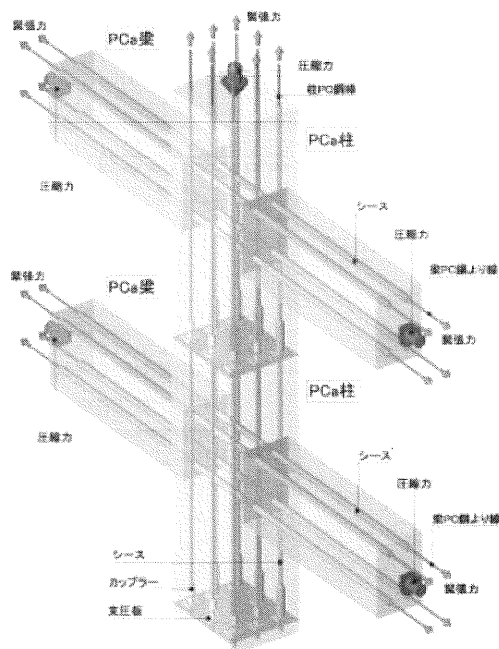


图3.1.4-2 PCaPC压着工法概念图

2) 既存架構とPCaPC外付けフレームとの接合方法とその設計方法

既存架構との一体化は、既存架構とPCaPC外付けフレームの間に設置された床スラブまたは伝達ブロックによって行われる。床スラブを用いる場合には、あと施工アンカーによりスラブせん断力及び曲げモーメントを伝達させる。伝達ブロックを用いる場合には、ポストテンション方式により圧着された伝達ブロックが、せん断力と曲げモーメントを伝達させる。PCaPC外付けフレームの水平力及び軸力は、PCaPC外付けフレーム下部に設けられた基礎梁及び基礎を介して地盤に伝達されるのが基本であるが、必要に応じて、PCaPC外付けフレーム基礎部と既存建物基礎部を接合し既存建物基礎部に伝達させる（図3.1.4-3参照）。

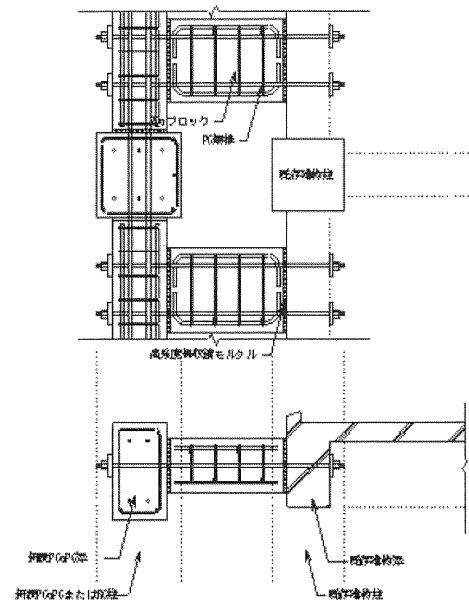


図3.1.4-3 外付けフレームと既存建物との接合方法の一例

3) 実施例



図3.1.4-4 事務所



施工前



施工後

図3.1.4-5 学校（建設地 東京）

3.1.5 PC圧着関節フレーム耐震補強⁶⁾

1) PC圧着関節フレームの配置計画

PC圧着関節フレームの配置は、桁行方向においてスパン数が多く、フレームによって水平剛性の違いが大きい場合、標準として外側2構面にピラミッド状の平面フレームを形成する。

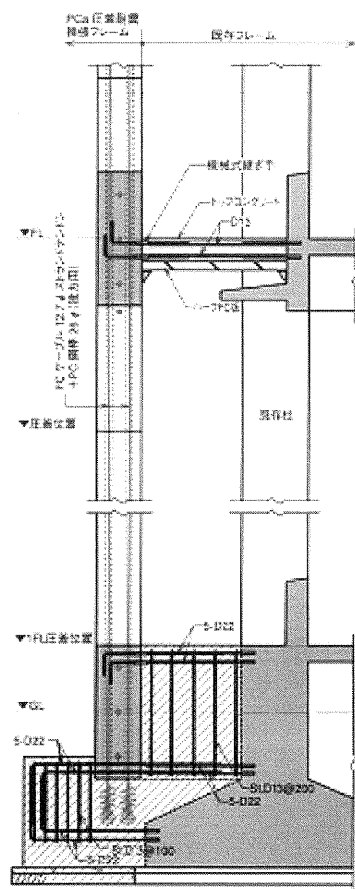
a) 外部底、バルコニーを残す場合

外部構面にPC圧着関節フレームを設置して、既存スラブの高さに新たに場所打ちスラブ(スラブ厚20cm)を形成し、打込みインサートのせん断耐力によって水平力を伝達させる。バルコニー付きの柱においては、補強フレームと連結した後、斫り部分の復旧を行う。いずれの場合も、基礎および地中梁を新設する。

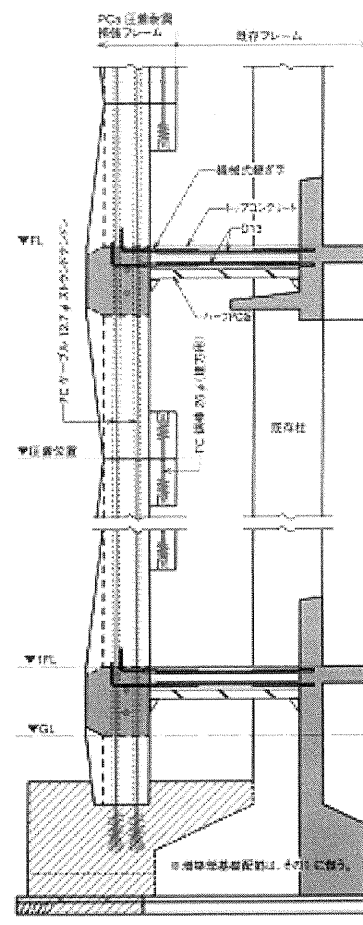
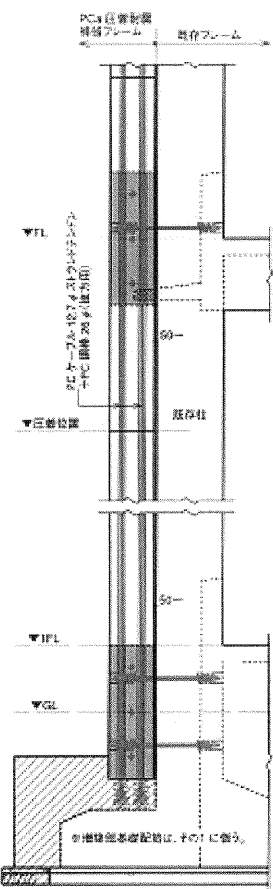
b) 外部底をカットする場合

建物の外部底を柱外面よりカットし、外注に接してPC圧着関節フレームを設置する。梁の変形を拘束させないためスラブは設けず、柱仕口部分とPC圧着関節フレームを打込みインサートとPC鋼棒により連結して、水平せん断力を伝達させる。補強に伴う荷重増減に対する検討を行うものとする。

その1 底、バルコニーを残す場合。



その2 バルコニーが無い場合。



補強タイプ・B型

補強タイプ・A型

図3.1.5-1 取り合い詳細図

2) PC圧着関節フレーム耐震補強の形状と基本計画

外部構面に造るPC圧着関節フレーム耐震補強は、外柱の引抜き抵抗が低下しないように、最上階で3スパンを最小にして、下階方向に2スパンずつ増加させる形状を基本とする。また、実状の建物形状に応じて全体のバランスと外観を考慮し、階段状タイプまたは長方形タイプのフレーム形状により基本計画を行う。引抜き力が発生しやすい外柱に対しては、永久アンカー工法または引抜き杭工法等を適用して引抜き抵抗を補強し、プレキャストPC地中梁を既存地中梁と合体させ、既存柱の引抜きせん断破壊を防止する対策を考慮する(図3.1.5-2参照)。

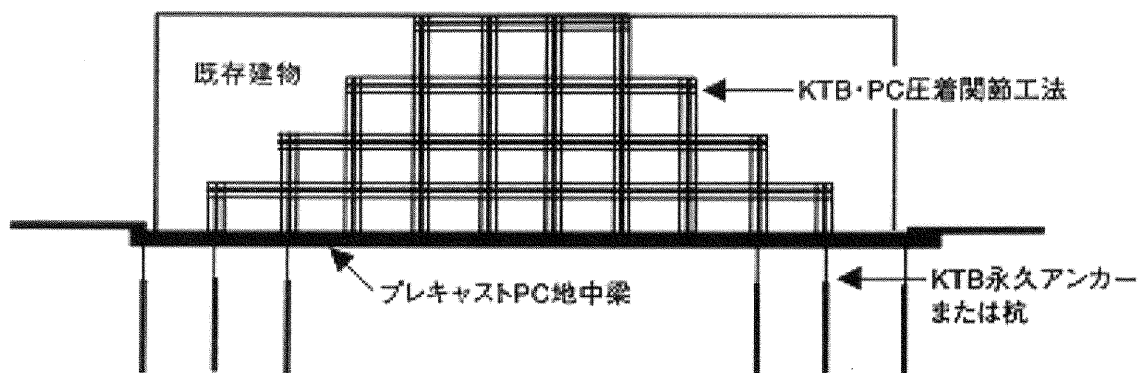


図3.1.5-2 PC圧着関節フレーム耐震補強の基本形状

補強タイプ B型

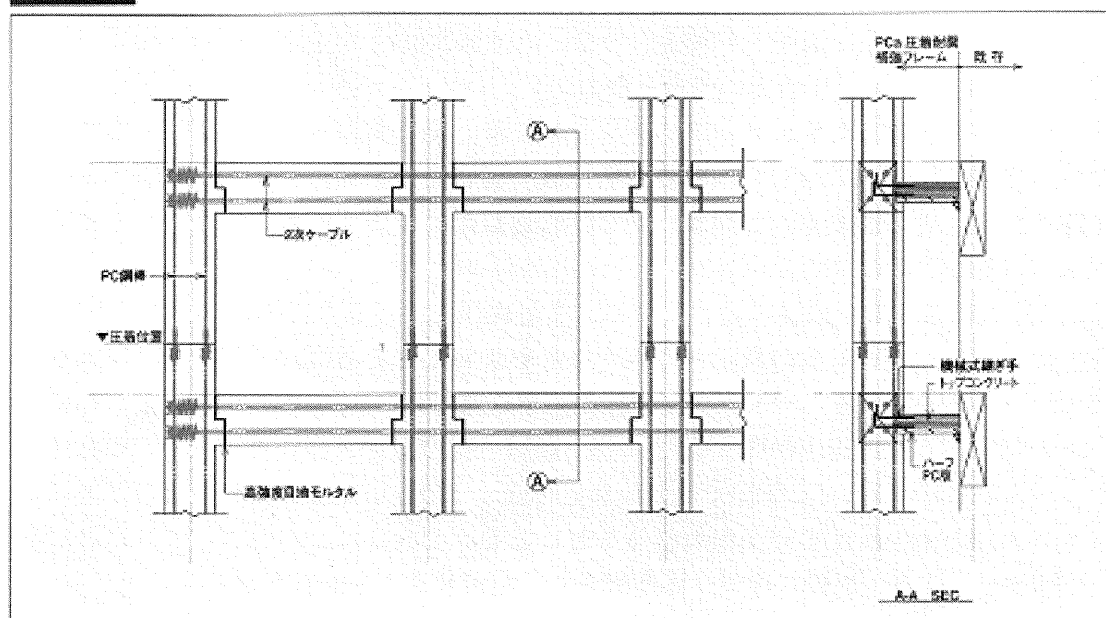


図3.1.5-3 PC圧着関節フレーム補強

3.2 ブレースによる補強工法

3.2.1 概説

ブレースによる補強工法におけるプレストレス技術には、ブレース自体にプレストレス技術が応用されているものと、プレストレスの技術を利用して、既存フレームに耐震補強要素を取り付けるものの2種類がある。前者では、PCaPCとしてブレースを作製し、現場にて圧着工法で組み立てて、既存フレームに取り付ける。後者では、外付けフレームやブレースを圧着により既存フレームに取り付ける場合である。

本工法の利点として下記が挙げられている。

- (1) ブレースの場合には、窓からの自然採光を妨げることが少ない
 - (2) 重量増が少ないので、基礎への負担が小さい
 - (3) 建物内部での作業が少なく、居ながら施工が可能である
 - (4) 既存骨組の外部からブレースを取り付けるので、建物の機能が損なわれにくい
- 一方、欠点としては下記が挙げられる。

- (1) ブレースが外部に露出する場合には、そのデザインに対する嗜好が分かれる
- (2) RC壁増設よりも同じ耐震強度を得るために割高となる

ブレース自体にプレストレス力を導入するのは、引張に対しても抵抗させようとするためである。また、軸圧縮力だけでなく曲げが作用した場合にも、ひび割れることなく、荷重を支持できるという利点もある。一方、既存フレームへの接合に、圧着を利用するのは、アンカー筋によるシアーフリクション（アンカー筋の引張力によって生じる接合面への圧縮力による摩擦力と、アンカー筋自体の曲げ、だぼ作用による抵抗力）だけではなく、接合面に鉛直方向に能動的に圧縮力を与え、その摩擦力に期待しようとするものである。日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」では、摩擦係数0.5を規定している。すなわち、接合面に沿う方向の抵抗力は、圧着力の半分となる。

あと施工アンカー筋によるシアーフリクションでは、接合面がある程度ずれることによりせん断耐力が発揮されるのに対して、圧着工法では、接合面のずれが生じることなく、せん断耐力が発揮される。また、多くのアンカー筋を打ち込むために既存躯体を痛めてしまう可能性も指摘されている。

注意しなければならないのは、通常圧着による耐震補強要素取り付けには、短いPC鋼材が利用されるため、プレストレスの減退が大きくなりやすいことである。これには、導入時とその後の使用時での減退がある。ジャッキ緊張後の定着作業では、PC鋼棒の場合、定着部のガタが0.3～0.5mm程度ある。PC鋼棒が長い場合には、鋼棒の伸び量が大きいために、この程度のガタは問題とならないが、短いPC鋼棒では伸び量自体が1～2mmであるため、このガタによってプレストレス力の半分程度までが失われることになる。一般には2度引きによりガタ解消を行う。一旦緊張し、定着した後、翌日、再度緊張し、定着することが行われる。

使用時におけるプレストレス力の減退は、コンクリートのクリープと乾燥収縮、PC鋼材のリラクセーションにより生じる。これらはひずみ量として与えられるので、伸び量の減少としては、短いPC鋼材に対して特に大きくなるというものではない。設計に用いるプレストレス有効率にも通常の値を用いることができる。

さらには、既存建物の構面外から取り付けの場合には、偏心によるモーメントやねじれに対する既存梁や柱の安全性を確認する必要がある。

福田らは、プレストレストコンクリート技術協会 第14回シンポジウムにおいて「外フレーム耐震補強工法に取付く床スラブ接合部のせん断実験」⁷⁾において、既存RC造骨組から外付けフレームへのせん断伝達能力を実験的に検証している。実験パラメータは、接合方法（圧着接合、アンカー筋接合）、コンクリート強度、PC鋼棒初期導入緊張力、および、接合面の仕上げ状態である。実験結果から、圧着接合では、摩擦係数を0.5とした設計荷重時には、ほとんどずれが生じないこと、アンカー筋接合では、接合面のずれが生じてから設計荷重に達すること、が指摘されている。また、圧着接合では、アンカー筋接合と比較してひび割れが少なく、荷重除荷後の残留ひび割れがほとんどないことも報告されている。このように、圧着接合は、シアーフリクションに比べて、耐震補強要素を既存フレームに確実に取り付ける方法となる。

以下に紹介する工法のうち最初の2つは、既存フレームに新設フレームを緊結し、耐震性能を向上させようとするものである。最後のものは、既存フレームの構面内に、プレキャストブレースを取り付けるものであるが、その取り付け方法に特徴がある。以下にそれぞれの工法を概説する。

3.2.2 プレキャストブレース工法⁸⁾

本工法のブレースは山形となっており、既存骨組の上梁の中央と下梁の端部に圧着接合される。この工法の特徴は、上梁との接合部では、設計荷重以上の応力が作用すると、すべり変位が生じるようになってきていることである。この接合部では、2枚の摩擦材（御影石）を介して圧着が行われる。それぞれの摩擦材は、既存梁とPCaブレースに固定されており、伝達せん断力が設計値を超えると摩擦材がすべり、相対変位が生じる。このようなすべりを許容する接合部の採用により、過大な荷重がブレースに作用しないようになっている。また、PCaブレース自体にもプレストレスが導入されており、引張に対しても抵抗できるようになっている。

◆PCaブレース構造概要

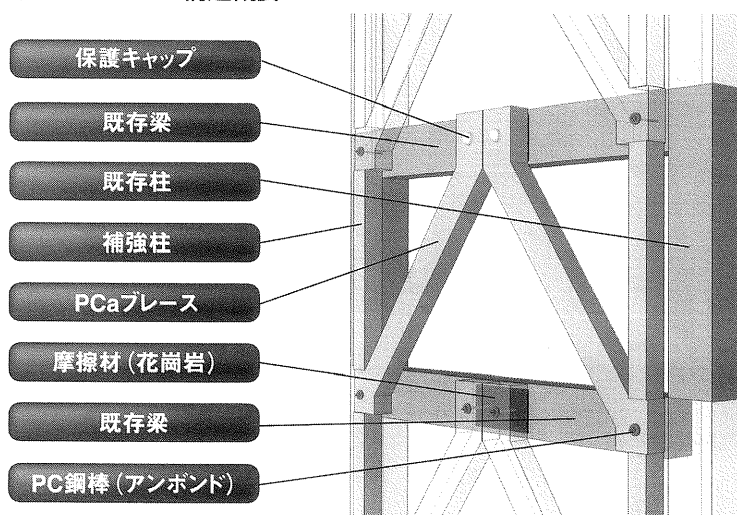


図3.2.2-1 PCaブレース接合部イメージ図



図3.2.2-2 大学校舎補強例

3.2.3 アウトブレース工法⁹⁾

本アウトブレース工法とは、既存建物の外部から鉄骨のブレースを、プレストレスにより圧着する工法である。鉄骨ブレースなので、コンクリートブレースよりもスレンダーになり、採光を確保できる点や、短い施工期間、建設コストの削減、および、応力吸収ユニットにより、圧縮側ブレースの座屈前に引張側ブレースの引張降伏を先行させ、安定した耐力保持を図る点が特徴として挙げられている。

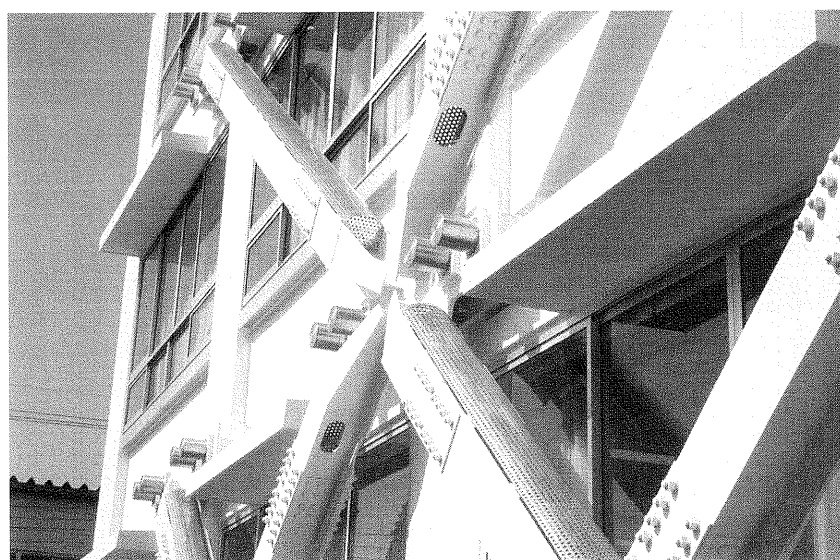


図3.2.3-1 校舎への適用例

3.2.4 自己圧着ブレース¹⁰⁾

通常既存骨組の構面内にブレースを取り付けるには、まず、既存骨組にあと施工アンカーを打ち込み、これにより枠を固定する。このアンカー打ち込みが、騒音・振動のもととなり、耐震補強採用への大きな障害となっている。

自己圧着ブレースは、枠のないブレースを、既存骨組にそのまま取り付ける工法である。分割された形のブレースを搬入し、現場でプレストレスにより組み立てる。ブレース端部には皿バネを取り付け、プレストレス解放時に、皿バネが伸びることにより、既存骨組にブレースが押しつけられ、固定される。

本工法の特徴は、下記の通りである：

- ・低層・中規模の建物の耐震補強に適し、従来工法に比べ約10～30%のコストダウンが可能
- ・4分割できるので、現場への搬入が容易
- ・短工期で施工でき、工事中の振動・騒音が少なく、居ながら補強が可能
- ・不要となった場合には取り外し、再度、別の位置に設置することも可能

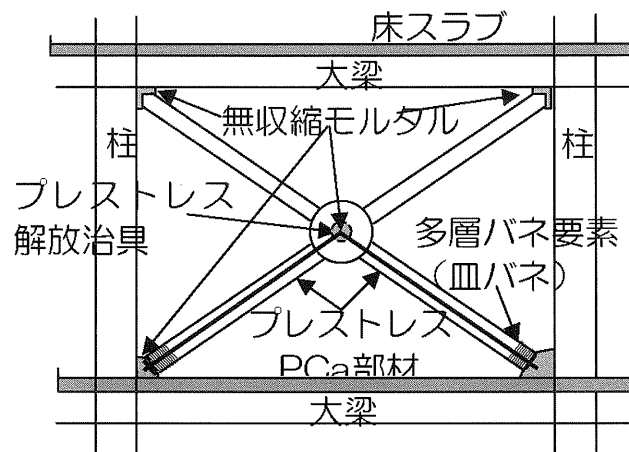


図3.2.4-1 自己圧着ブレース

設置方法の概要は以下の通りである：

- ① 4片に分割されたPCaブレースをX型に地組
- ② PCaブレース内のPC鋼棒を緊張することにより、ブレース端部に設置された皿バネを、材軸方向（中央方向）に縮め、ブレース中央のドーナツ◎状の部分にPC鋼棒を定着
- ③ 建方後、ブレースと柱梁仕口の取合い部4ヶ所に無収縮モルタルを充填。無収縮モルタルの強度発現後、ブレース中央◎部に定着されたPC鋼棒のプレストレスを解放し、皿バネを介してPCaブレースを既存骨組に自己圧着させる
- ④ ブレース中央◎部にモルタル充填を行う

地震時には、下図のように、引張側ブレースに引張力が生じることなく、過大なひび割れが生じない。また、ブレース端部の皿バネが伸び、ブレースの脱落を防止する。圧縮側ブレースでは、端部の皿バネが縮み、皿バネ外部に設けた鋼管により圧縮力が伝達される。

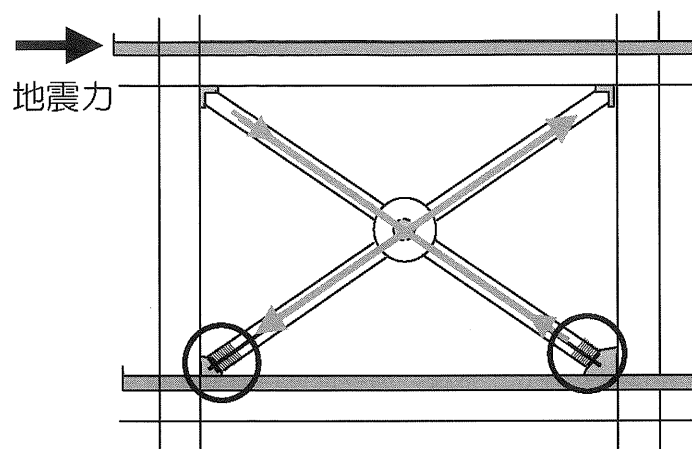


図3.2.4-2 自己圧着ブレースの地震時の応力伝達

図3.2.4-3には大学校舎に適用した例を示す。

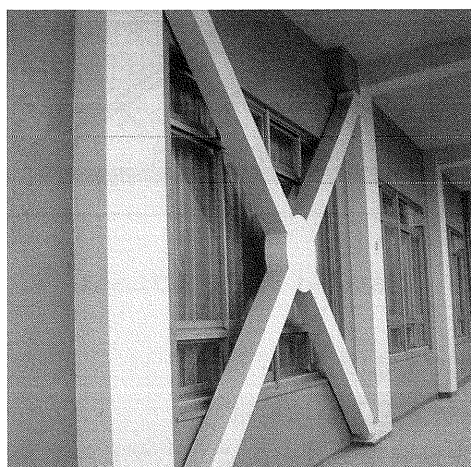


図3.2.4-3 自己圧着ブレース適用例

3.3 その他の工法

3.3.1 パラレル構法¹¹⁾

一見して、斜張橋のような外観をした補強フレームを既存フレームに取り付ける工法である。既存建物の外構面に、新たに基礎とプレキャスト補強柱を新設し、PC鋼材を斜めに配置・緊張したフレーム（パラレルフレーム）を、既存建物と一体化する。その最大の特徴は、斜めに配置されたPC鋼材である。このPC鋼材の張力により復元力を得る。PC鋼材は、大きな地震を受けた場合にも弾性範囲に保たれるように設計されており、建物の変形方向とは逆の方向に復元力を与える。

基礎部はあと施工アンカーにより接合し、パラレルフレーム梁と既存梁部は接合面に無収縮モルタルを充填して硬化後に圧着接合する。

下図では、PC鋼材にプレストレスを導入した時点での、PC鋼材から外付けフレームに作用する力を表している。この時点では、PC鋼材のプレストレス力は、外付けフレーム内でのみ作用し、既存骨組には影響を及ぼさない。

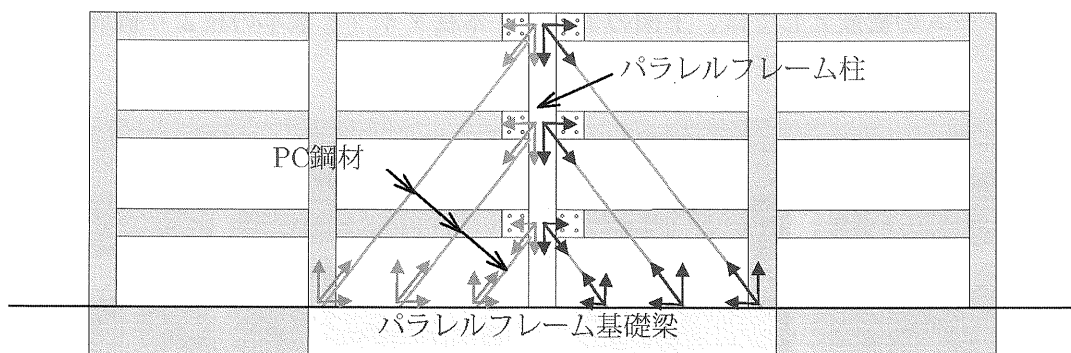


図3.3.1-1 パラレル構法概要

下図には地震動により、既存骨組が右方向に変形した場合、外付けフレームから既存骨組に対して作用する復元力を表している。PC鋼材は弾性範囲で挙動するため、変形量に比例する左方向への復元力が外付けフレームから既存骨組に作用する。圧縮となるPC鋼材は、プレストレス導入力からその張力が減少し、引張となるPC鋼材では増加する。その水平成分の合力が復元力となる。

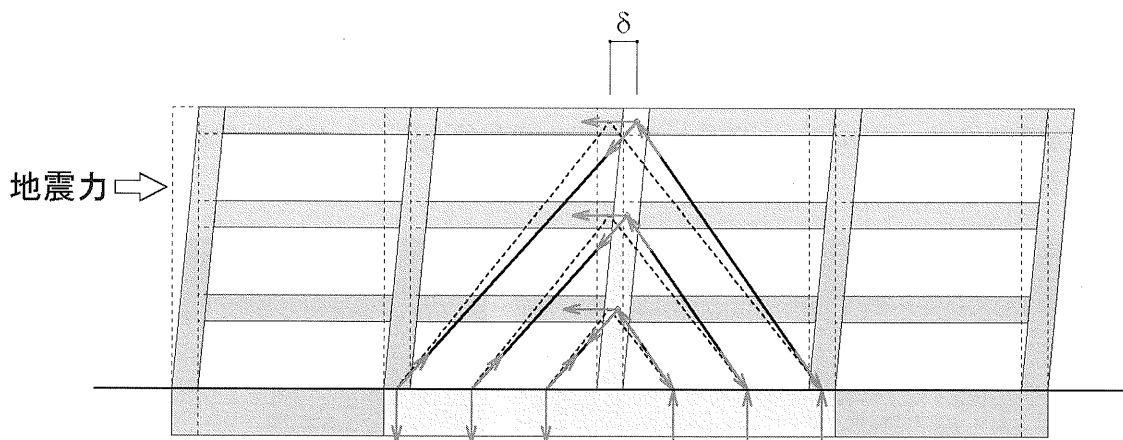


図3.3.1-2 地震力作用時のPC鋼材張力

外付けフレームの構成としては、下図のように1本柱タイプと数本の柱より構成される場合がある。

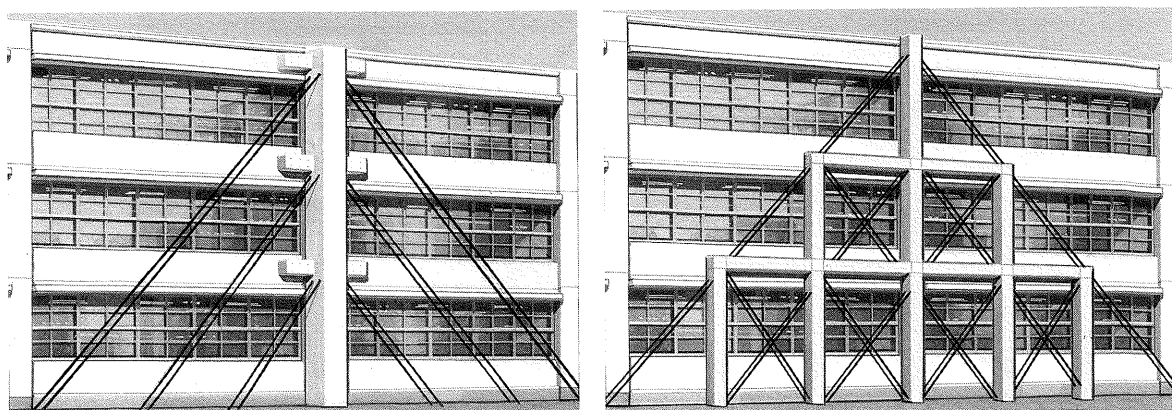


図3.3.1-3 1本柱と多数本柱の場合のイメージ図

この平行構法の特徴は、通常の外付けフレーム工法と同様に、外部からの補強工事なので、補強後の室内レイアウトへの影響がないことと、居ながら補強が可能なことである。PC鋼材を斜材として利用しているため、コンクリートブレースを用いる場合と比べて、室内からの眺望や通風、採光が確保される。

下に実施例を示す。これは、4階建てRC造の小学校校舎に、1本柱タイプの平行構法を適用した例である。

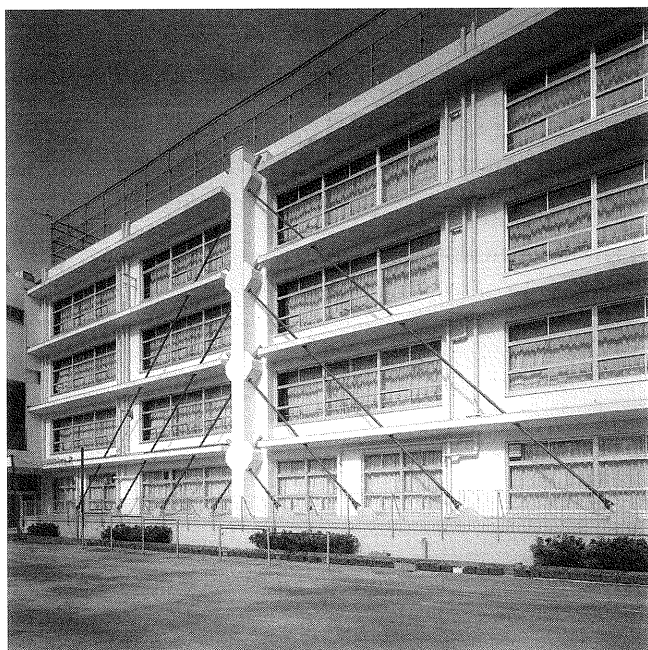


図3.3.1-4 小学校校舎への適用例

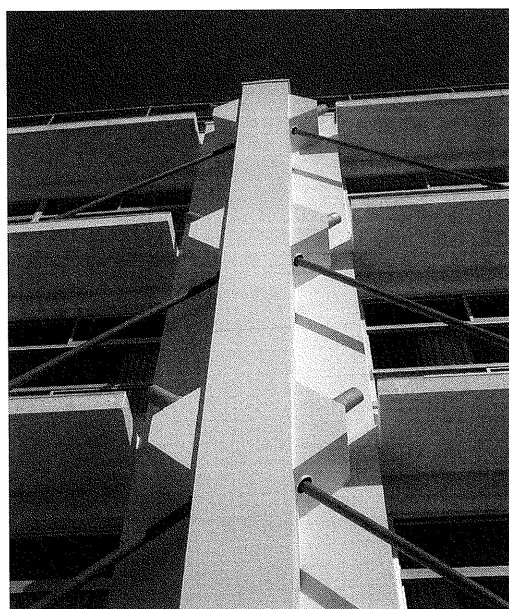


図3.3.1-5 プレキャスト柱部

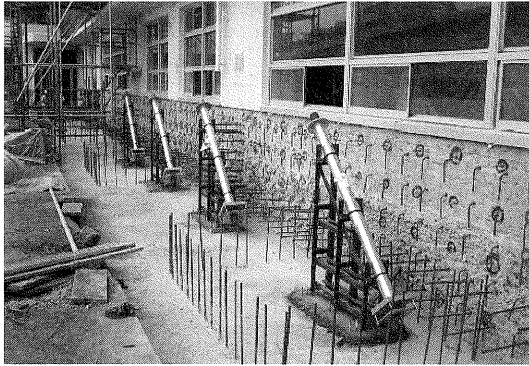


図3.3.1-6 斜めPC鋼材の固定用治具設置

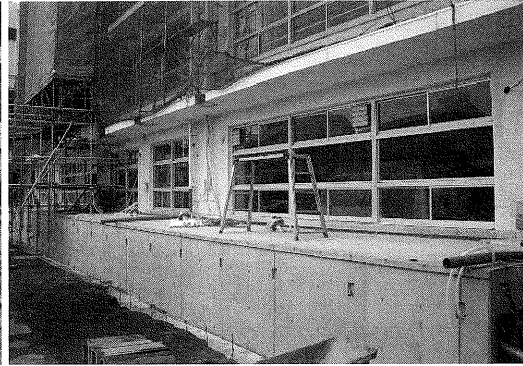


図3.3.1-7 基礎梁コンクリート打設



図3.3.1-8 PCa柱建て込み

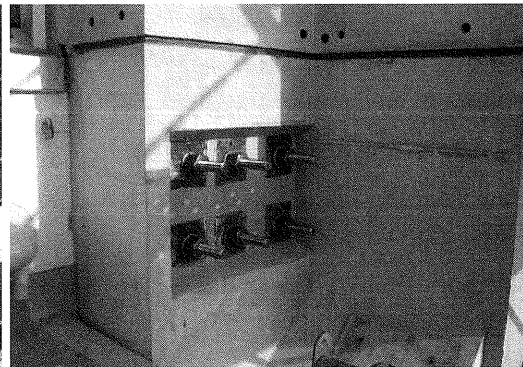


図3.3.1-9 既存骨組への圧着用PC鋼棒挿入



図3.3.1-10 斜めPC鋼材配線

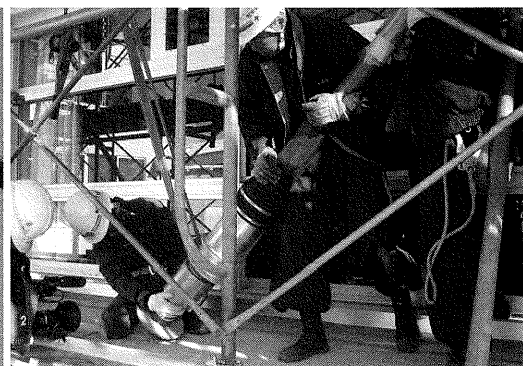


図3.3.1-11 斜めPC鋼材の固定端への取り付け

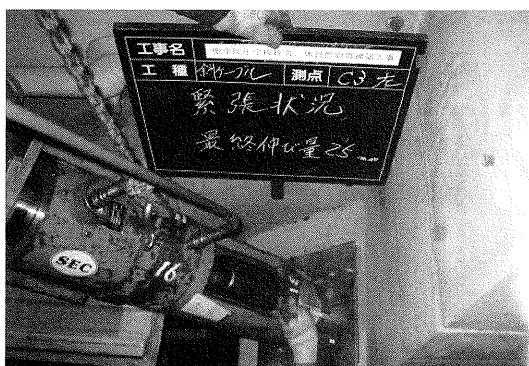


図3.3.1-12 斜めPC鋼材緊張



図3.3.1-13 圧着用PC鋼棒の緊張

3.3.2 PCa増設壁工法（PCa増設壁研究会）^{12,13)}

1) はじめに

耐震補強方法にはさまざまな方法があるが、強度型補強として屋内に壁を増設する場合、現在では現場打ちによる鉄筋コンクリート壁の増設（以下RC増設壁）が主流である。このRC増設壁工法では、部材の搬入による制約がなく、壁厚も自由に設定でき大きな耐力を期待できる反面、現場での作業が多いため現場が煩雑になったり、コンクリート打設時の騒音や工期が長いなどの問題がある。

それらの問題を解消するために、プレキャスト化された壁板（以下PCa板）を既存フレームにはめ込むプレキャスト増設壁工法（以下PCa増設壁工法）が開発された。

2) 工法概要

本工法は、工場で製作したプレキャスト（以下、「PCa」という）壁を現場に搬入し、既存建築物の柱・梁（以下、「既存フレーム」という）内に組み込むことにより、PCa増設壁架構を構築する工法であり、PCa壁と既存フレームとの接合方法に特長を有する。

即ち、既存フレームの内周にあと施工アンカーを設置し、PCa壁の外周にシアキーを設けると共にインサートにねじ込んだ六角ボルトを突出させ、あと施工アンカーと六角ボルトが交互に配置されるようにPCa壁を既存フレーム内に建て込んだ後、既存フレームとPCa壁との間に補強筋を配し、無収縮モルタルを充填して一体化される（図3.3.2-1）。

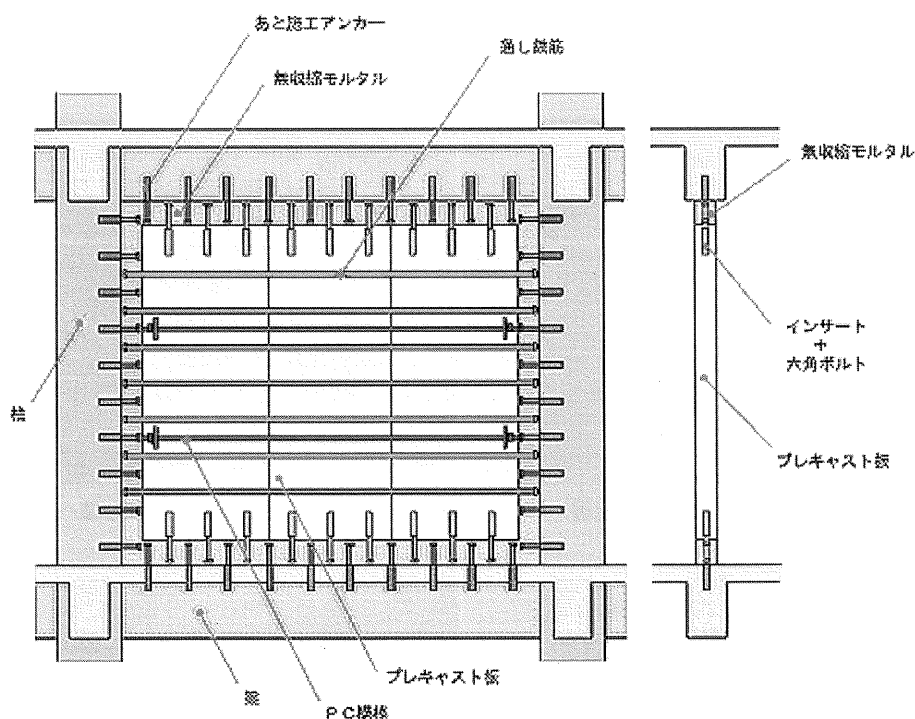


図3.3.2-1 PCa増設壁の概要

PCa壁は次の三種類である（図3.3.2-2）。

- (1) 1枚のPCa板で構成されるもの
- (2) 縦割に複数に分割されたPCa板を、横方向にPC鋼棒を用いて圧着するとともに、横筋を通し配筋することにより一体化したもの

- (3) 縦割に複数分割されたPCa板を、横方向にPC鋼棒を用いて圧着することにより一体化したもの

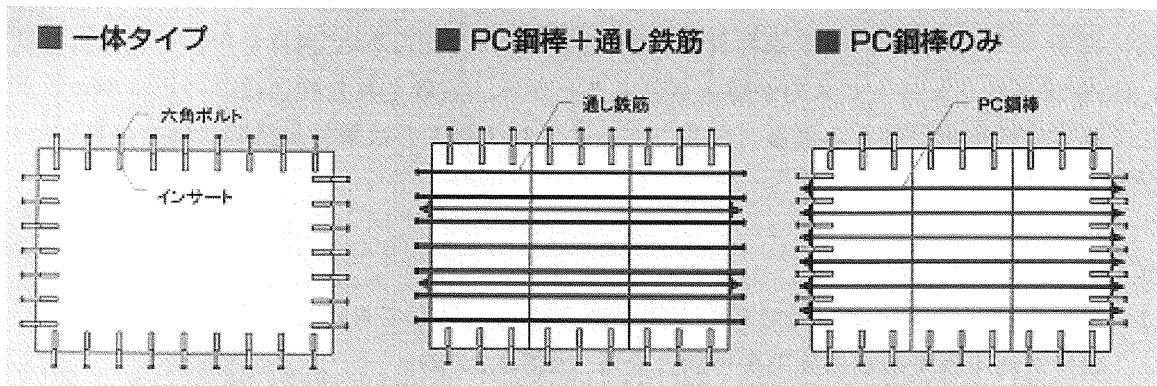


図3.3.2-2 PCa壁の種類

3) 施工上の特徴

- ・工期の短縮ができる。PCa増設壁工法は、工場で製作したプレキャスト板を現場に納入して取り付けるので、短い工期で施工できる。特に、学校建築（夏期休暇期間での施工）、共同住宅のピロティ等では有効である。
- ・居ながらの施工ができる。PCa増設壁工法は、部分的な施工スペースを必要とするが、建物を使用されている方々の一時的な引っ越しや、仕事の中断を行わず施工できる
- ・騒音等の近隣への迷惑の軽減。工事期間が短いので、近隣への迷惑の程度が軽減される。
- ・分割PCa板の使用により、補強建物の制限が少ない。建物内部には、分割したPCa板を台車で運搬し、殆どの建物の補強に対応できる。

4) 施工例

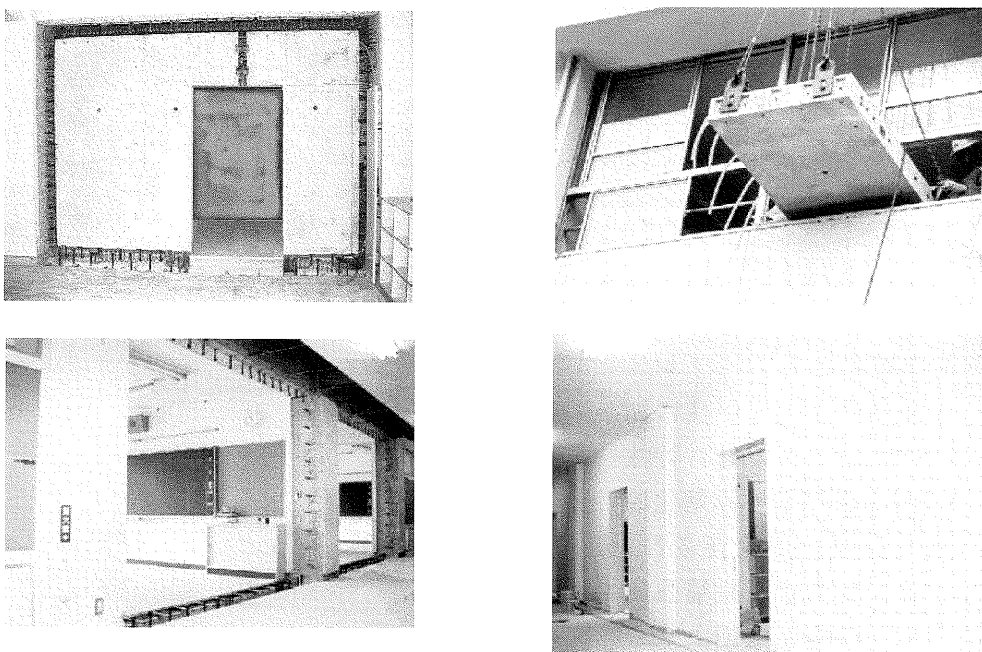


図3.3.2-3 施工例

3.3.3 柱・梁外周（隅角部）をPC鋼棒で補強する工法

本工法は、柱隅角部に鋼製のコーナブロックを配置し、それらにPC鋼棒にを組み合わせて柱の耐震性能を向上させようとする工法である。具体的には、図3.3.3-1に示すように、柱隅角部に鋼製のコーナブロックを柱材軸方向に設置し、これらをPC鋼材を用いて相互に緊結する。PC鋼材にはプレストレス力が導入されることから、設置された柱にはコーナブロックを通して高度の横拘束が与えられる。なお、プレストレス導入力は鋼材規格降伏強度の約1/3のものである。

本工法の特長としては、

- (1) 壁付き柱への補強が容易である：壁がある場合に対してもPC鋼棒が通る穴があれば施工が可能となる（図3.3.3-2）。
- (2) 補強後に壁を増設することが可能：PC鋼棒のあき間隔にあと施工アンカーの施工が可能であるため、これを利用して壁を増設することが可能（図3.3.3-3）。
- (3) 短工期での施工が可能：乾式工法なので養生期間が不要。部材が小型軽量のため重機が必要ない。簡便な仮設足場での施工が可能（図3.3.3-4）。

といった点が挙げられる。

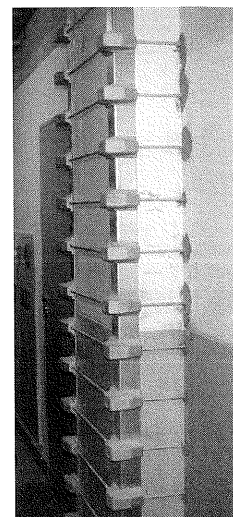


図3.3.3-1 補強例

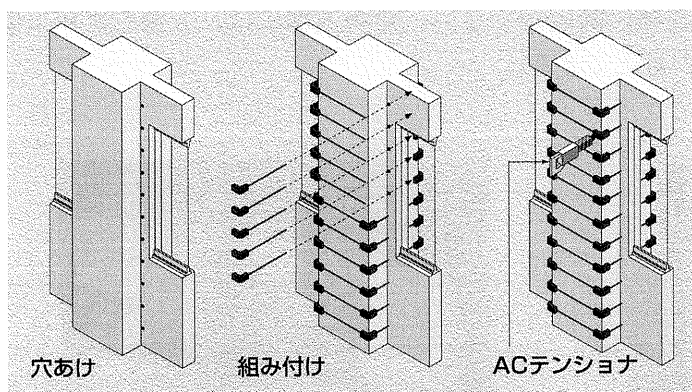


図3.3.3-2 壁付き柱への施工

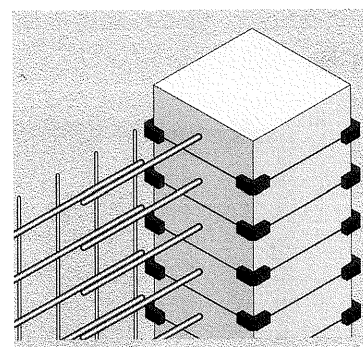


図3.3.3-3 補強後の壁の増設

また性能的な特長として、プレストレスによる能動的な拘束が柱に加わるため、コンクリートの材料特性（圧縮強度の上昇およびひずみ軟化域での軟化程度の低減）が改善され、部材の靱性改善程度がせん断補強筋の増設等による一般的な補強よりも優れている。さらに、一般的な耐震補強に求められる性能、すなわち既

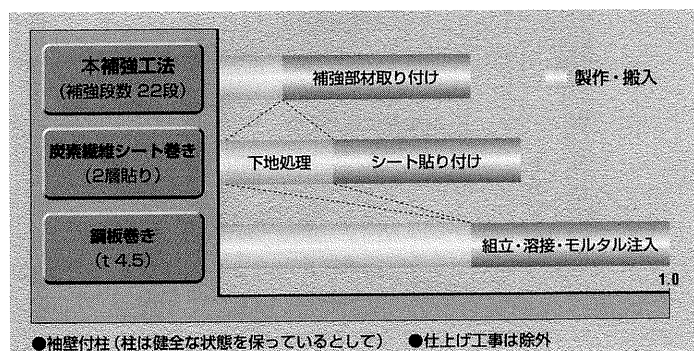


図3.3.3-4 工期

存柱のせん断耐力および靱性の向上だけではなく、災害によりせん断破壊した柱に対する応急処置的な使用も可能とされている¹⁴⁾。

同文献¹⁴⁾によれば、せん断破壊してひび割れ発生のある柱部材に対し本工法を用いることにより、(プレストレスの効果により)せん断ひび割れ幅の減少、および軸方向耐荷力の向上が期待できると報告されている。

表3.3.3-1 文献15において実験された試験体一覧

	Seismic retrofit				Emergency retrofit	
	Standard R99S-P0	Retrofit by PC bar			Standard R00S-P0	Retrofit by PC bar ER00S-P30
Specimen						
$\frac{M}{VD} = 1.0$						
PC bar	—	5.4 ϕ -@41	5.4 ϕ -@41	5.4 ϕ -@30	—	5.4 ϕ -@30
Prestress(MPa)	—	Non	490.0	490.0	—	490.0
σ_B (MPa)	20.7	15.3	20.7	16.5	11.2	11.2
$N/(bD\sigma_B)$	0.2	0.2	0.2	0.6	0.2	0.2
Common details	Longitudinal reinforcement: 12-D10 ($p_g=1.36\%$) Transverse reinforcement: 3.7 ϕ -@105 ($p_w=0.08\%$)				Cross section: Unit:mm	

表3.3.3-1に文献15で行われた極短柱に対する耐震補強の試験体を示す。このうち右2体は完全にせん断破壊した試験体であり、R00S-P0は無補強、R00S-P30はR00S-P0の試験後にそれを30mmピッチで補強を施したものである。これらの試験体の載荷結果が図3.3.3-5である。論文によれば、無損傷状態における耐力への回復は無理であるが、靱性回復には十分な効果が認められるとされている。

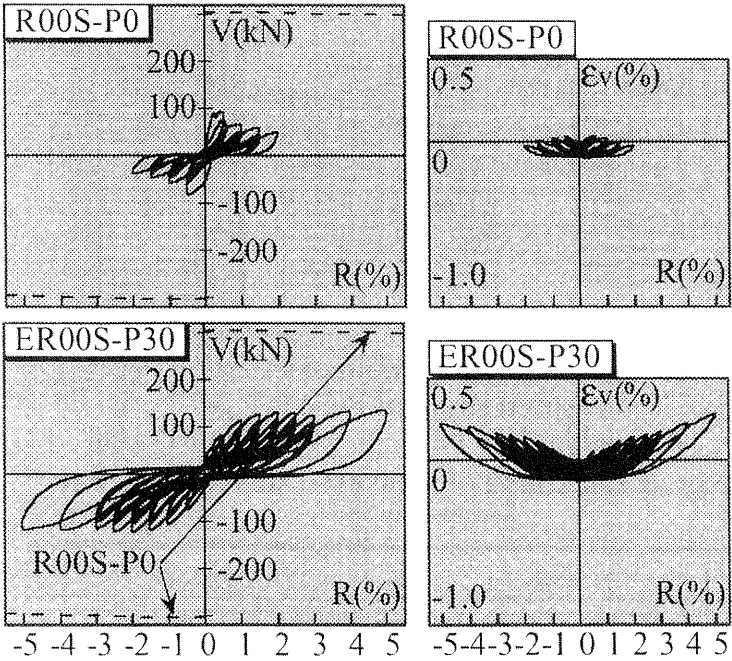


図3.3.3-5 完全にせん断破壊させた試験体とそれに補強を行った試験体のV-R関係

3.3.4 外部スパイラル鋼線巻立工法¹⁶⁾

(APAT工法：Aseismic reinforcements by Precast blocks and Additional Tendons)

外部スパイラル鋼線巻立工法は、分割したプレキャストコンクリートブロックを柱に取り付け、それらにPC鋼より線を巻き付ける工法である（図3.3.3-1、3.3.3-2）。本工法を施工することにより柱の曲げ耐力を増加させることなく、鋼板巻立て補強工法と同等以上に曲げ靱性・せん断耐力を向上させることが可能となる。また、補強対象となる柱の隅角部はプレキャストブロックにより覆われることがないため、補強後に災害を受けた場合の損傷判定が目視により検査可能である。

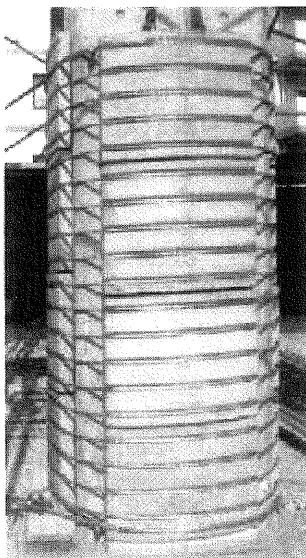


図3.3.4-1 施工例

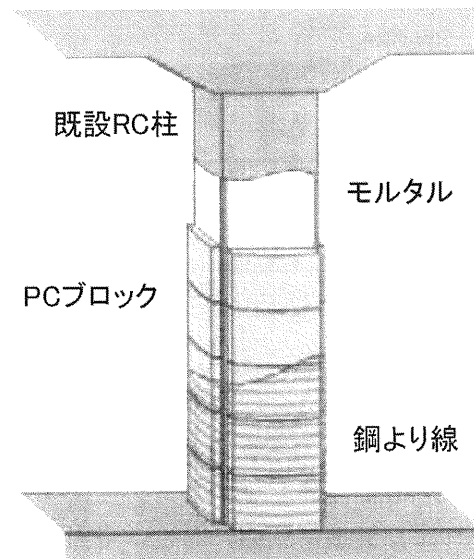


図3.3.4-2 概念図

本工法の特長をまとめると以下のようなになる。

- 1) 従来の一般的な耐震補強工法と同等以上の耐震性能を有する。
- 2) 主要部材にプレキャストコンクリートブロック、亜鉛メッキ鋼より線などの既成2次製品を使用するため、品質管理が容易で、耐久性に優れており、かつメンテナンスフリーである。
- 3) 重量物運搬・移動のための重機を必要とせず、人力施工が可能で施工性に優れており、省力化と工期短縮が可能である。
- 4) 従来工法と比較して費用が安価。
- 5) 柱とプレキャストコンクリートブロック間のモルタルが空気を遮断するため、既設柱の中性化抑制効果がある。
- 6) 既設柱の角を直接目視できるため、地震が起こった後の柱の損傷判定が、容易かつ迅速に行える。
- 7) 地震後の補修が必要となった場合、補強部材の撤去、復旧が容易で、主要部材（PCブロック・鋼より線）の再利用が可能であるため、構造物の早期復旧が可能である。

表3.3.4-1 試験体の種類

試験体名		SWS-1	SWS-2
スパイラル鋼線	亜鉛メッキ鋼より線 2号1種 引張強度 1230N/mm ²		
	φ6.9mm@50mm		φ9.6mm@100mm
	帯鉄筋比 0.23 %		
CB	形状	楕形	
	コンクリート	設計基準強度 40N/mm ²	
柱	形状	断面寸法 50cm×50cm 高さ 150cm	
	コンクリート	設計基準強度 21N/mm ²	
	主鉄筋	20-D22 (SD295)	
	帯鉄筋	φ6 SR235 @94mm 帯鉄筋比 0.12 %	
載荷軸応力度		圧縮載荷 1N/mm ²	

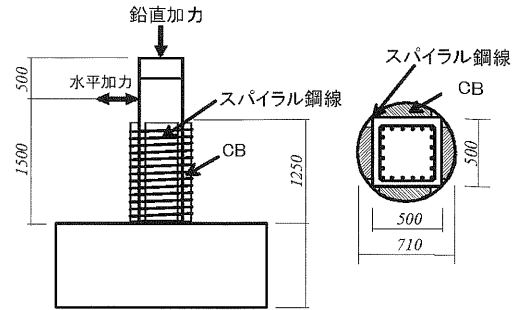


図3.3.4-3 試験体構造図 (単位mm)

表3.3.4-1および図3.3.4-3に本工法を用いて補強した柱の実験について、試験体の種類とそれらの構造図について示す¹⁷⁾。この実験ではスパイラル鋼線の間隔をパラメータとした2種類(φ6.9mm@50mm、φ9.6mm@100mm)の試験体を用いられている。補強対象となったオリジナルの柱は補強されない場合はせん断破壊するものであり、「耐震設計指針(昭和54年日本国有鉄道)」以前の基準に基づいて設計されたRC1層ラーメン架構橋の柱である。実験結果を図3.3.4-4に示すが、補強されたどちらの試験体も靱性率14~15の大きな変形能が付与されていることがわかる。また、本実験での試験体と同様の試験体に対し炭素繊維補強や鋼板巻立による補強を行った試験体¹⁸⁾の結果と比較しても、本補強法によりそれらと同等の性能が得られていることが同図よりわかる。

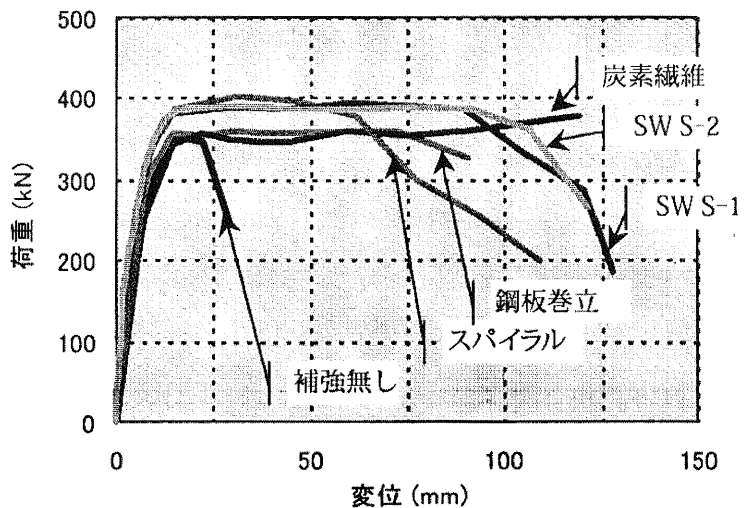
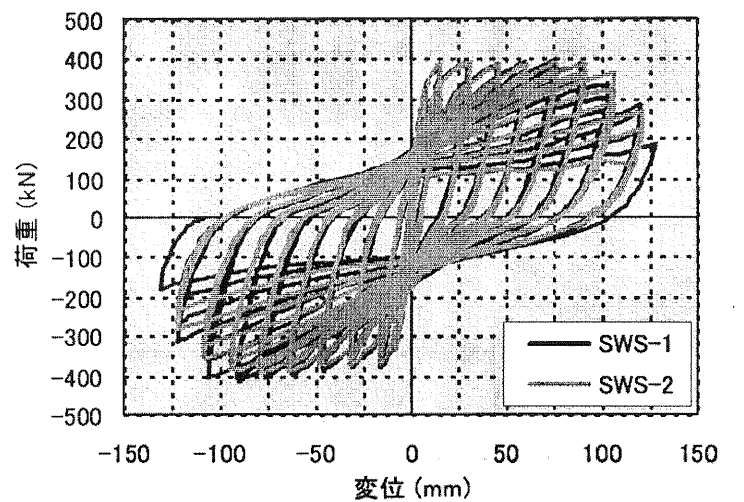


図3.3.4-4 実験結果

3.3.5 PC鋼材を用いたOSR工法¹⁹⁾

OSR (Oriental & Shinko's & Retrofitting) 工法は、高流動・高強度コンクリートを用いることにより、厚さが薄く、高さのある巻立てコンクリートを打設し、これにPC鋼材を用いたプレストレスを導入することにより部材の曲げ耐力、せん断耐力、および靱性を向上させようとする工法である。同工法の施工フローおよびその一例を図3.3.5-1、2に示す。

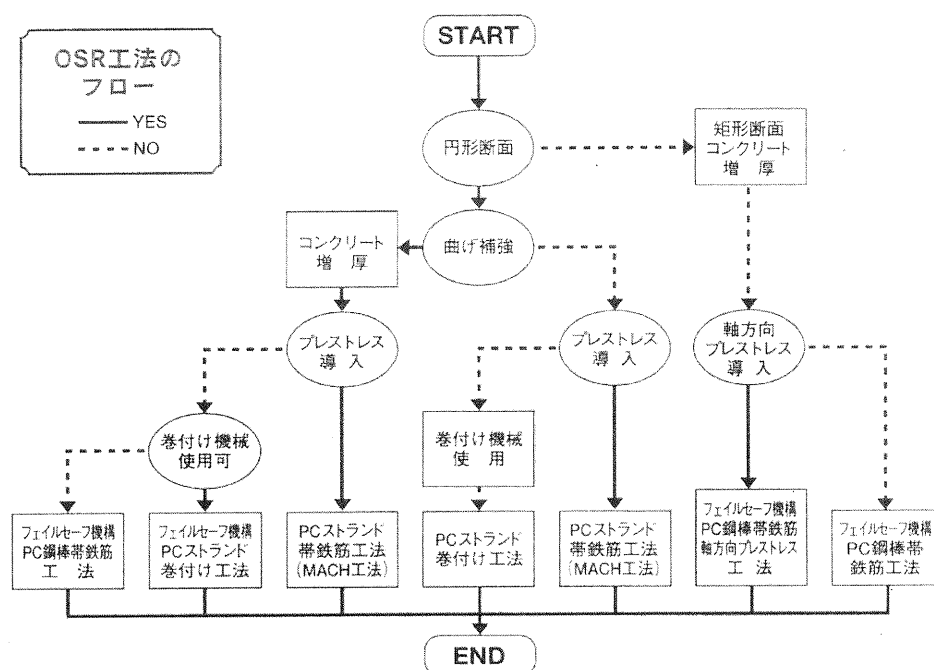
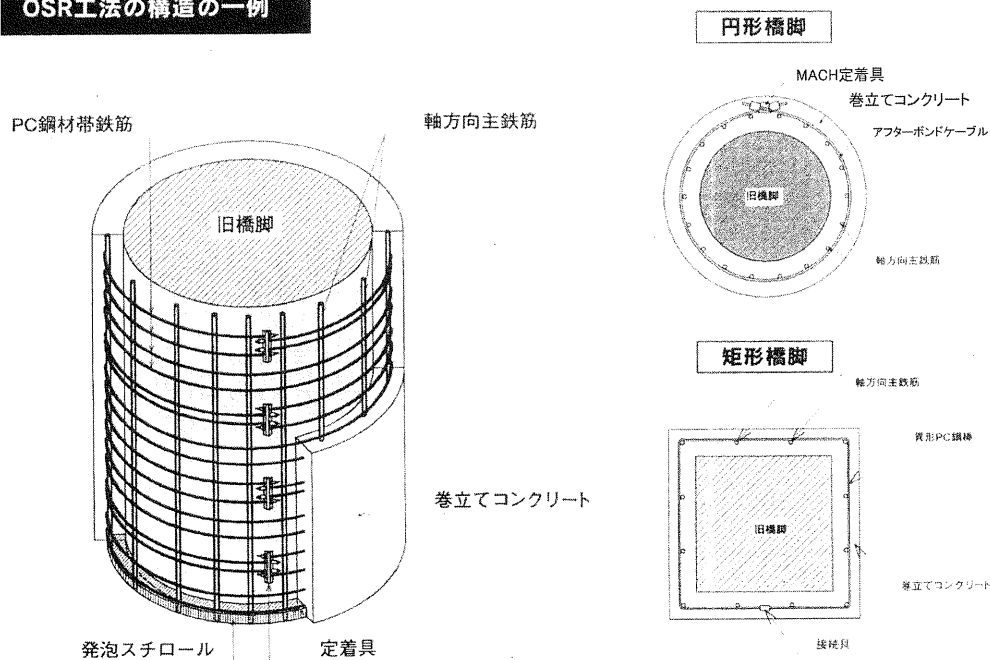


図3.3.5-1 OSR工法のフロー

OSR工法の構造の一例



矩形橋脚に対しては、加工された異形PC鋼棒を密に配筋することによって補強します。

図3.3.5-2 構造の一例

本工法ではMACH工法 (Mono-Anchored Cable-Hoop) による特殊定着具が用いられている。この定着具の特長は、定着具周辺のコンクリートが破壊しても閉鎖性を失うことなく、PC鋼材に導入された緊張力が保持される点にある。図3.3.5-3に定着具のイメージ図を示す。

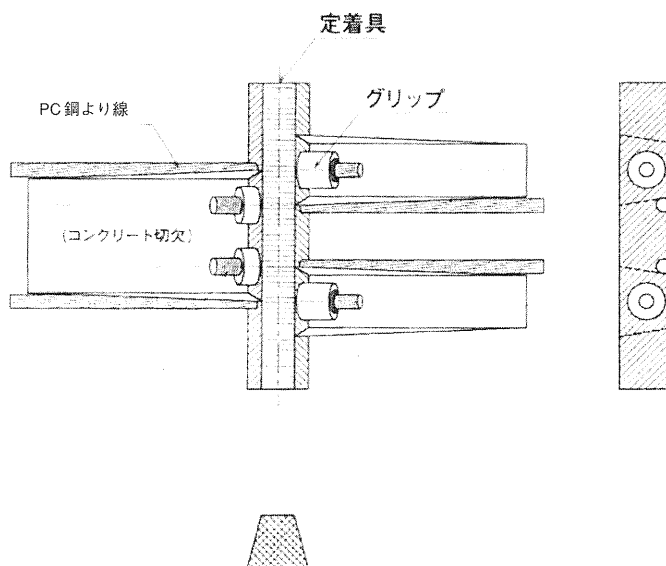


図3.3.5-3 MACH定着具

図3.3.5-4は無補強の橋脚試験体、PC鋼より線を直接巻き付けた試験体、OSR工法補強試験体の3種類の载荷実験結果を示している。同図より、OSR工法補強されたもの（C試験体）は曲げ耐力および靱性がオリジナル試験体（A試験体）に比べて大幅に改善されていることがわかる。

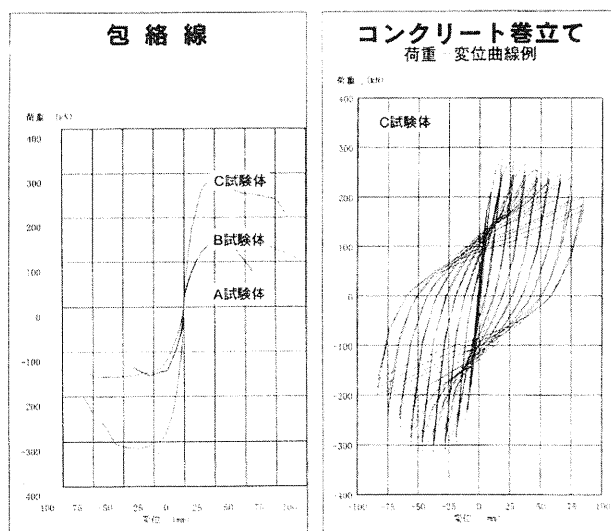


図3.3.5-4 実験結果

3.3.6 外ケーブルによる梁やスラブの補強工法

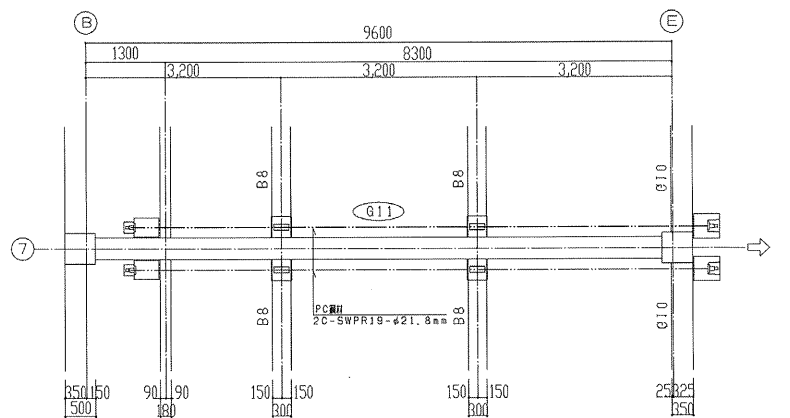
梁やスラブは直接的な意味で耐震抵抗要素ではないが、既存RC造建物の耐震補強工事に伴って改修される機会も増えてきている。一般に耐震改修が必要とされる既存建物は古い規準によって設計されていることが多く、梁やスラブの断面性能不足、積載荷重の増加によるたわみやひび割れの発生など何らかの障害を起こしているものもある。また、現在の水準から見れば空間性能が不足していたり、機能面で要求性能を満足できないなど耐震改修に合わせて建物を総合的にリニューアルしたいという要求がある。そのような場合に、梁やスラブのたわみやひび割れを回復させたり、平面プラン変更に伴う梁の補強を行ったりする場合に外ケーブル補強が採用された例が報告されている。

a) プラン変更に伴う補強事例

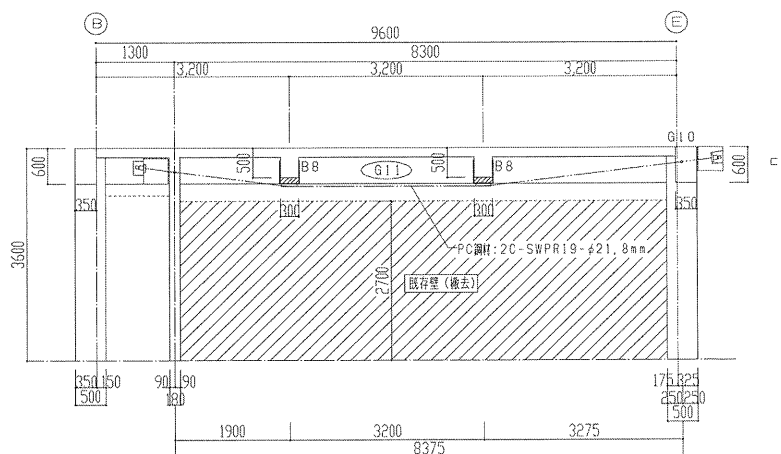
a-1) セミナーハウス研修室改修工事²⁰⁾

研修施設の改修に外ケーブルを用いた例である。既存建物の小割りされた部屋の中のRC造耐力壁を撤去し、2部屋を合わせて大部屋へ改修するものである。RC造耐力壁撤去に伴う問題点は、①耐力壁であるためそのままでは耐震性能が低下すること、②上部からの荷重を負担しなければならないが壁を撤去すると枠梁だけでは床荷重を負担できないこと、の2点である。①については他の箇所へ耐力壁を増設することで対処し、②については大部屋としての使用性を確保しつつ荷重を負担させる方法として既存梁を外ケーブルで補強する工法が採用された。

外ケーブル補強の設計条件は、仮定荷重 $w=8040\text{N/m}^2$ で両端ピンと仮定した状態で算定された応力に対して平均ひび割れ幅を 0.2mm 以下、最大ひび割れ幅を 0.3mm 以下となるように導入プレストレス力を決定した。梁中央部でのプレストレスによるキャンセル率は、約60%である。図



(a) 平面図



断面配線図 S=1:50

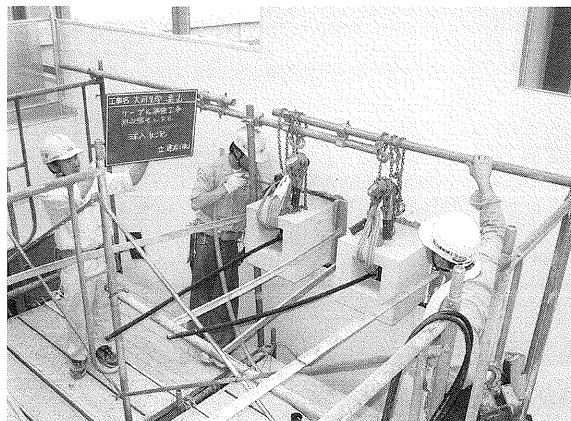
* ← は緊張方向を示す。

(b) 断面図

図3.3.6-1 外ケーブル補強部概要

3.3.6-1に外ケーブル補強部分の平面図、および断面図を示す。

使用した外ケーブルは、ポリエチレン被覆をしたPC鋼より線2C-21.8φ (SWPR19)で、高耐熱ロックウールによる耐火被覆を行っている。両端のPC鋼材定着ブロックは、工期短縮と現場作業の低減、および定着部コンクリートの強度確保を図るためプレキャスト部材としPC鋼棒を使って既存梁に横締め定着した。定着ブロックのコンクリート設計基準強度は $F_c=45\text{N/mm}^2$ 、横締め定着用のPC鋼棒は4-φ23 (SBPR930/1080)である。施工時には、梁にたわみを生じさせないように小梁部分を支保工で支持した後に既存耐力壁を撤去し、PC工事は既存部の目荒しからグラウト工事まで約1週間であった。施工時の写真を図3.3.6-2に示す。



(a) 外ケーブルの緊張工事

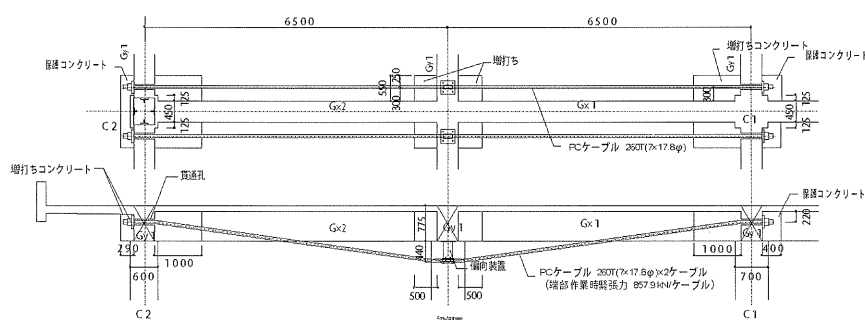


(b) 施工後内観

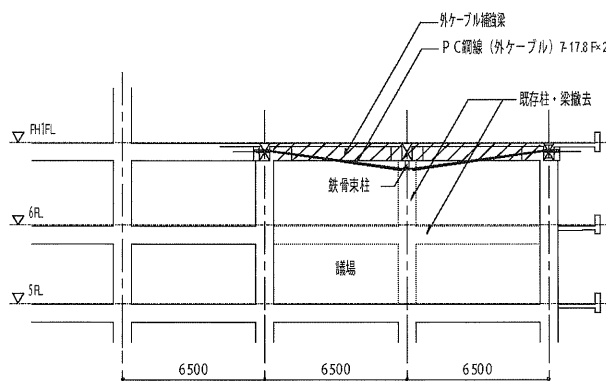
図3.3.6-2 施工状況写真

a-2) 総合庁舎改修工事²¹⁾

6階建てのSRC造事務所ビルを区役所庁舎に用途変更した事例である。原建物は1966年に村野藤吾が設計した歴史的建築物で、外観デザインに手を加えることなく耐震補強、並びにプラン変更を行っている。議場となる部屋では、元々6.5mスパン割りの中央にあった既存の柱と梁、スラブを撤去し、スパン13m、2層吹き抜けの大空間を構築している。議場に必要の無柱空間を実現



(a) 平面図



(b) 断面図

図3.3.6-3 外ケーブル補強部概要²¹⁾

するためスパン13mとなる大梁を外ケーブルで補強し、柱の長期軸力分の荷重を負担させて大梁のたわみ抑制、耐力確保を図っている。図3.3.6-3に外ケーブル補強部の平面、断面形状を、図3.3.6-4に施工後の状況を示す。

外ケーブルには2本のPCケーブル2C-7x17.8 ϕ (SWPR19)を使用し、各PCケーブルの緊張力は860kNである。ケーブルの定着端部は増し打ちコンクリートで補強し、両側の既存柱に緊張力を伝達させている。本改修工事では、外ケーブルの位置が床上4m以上となるため耐火被覆は行っていない。

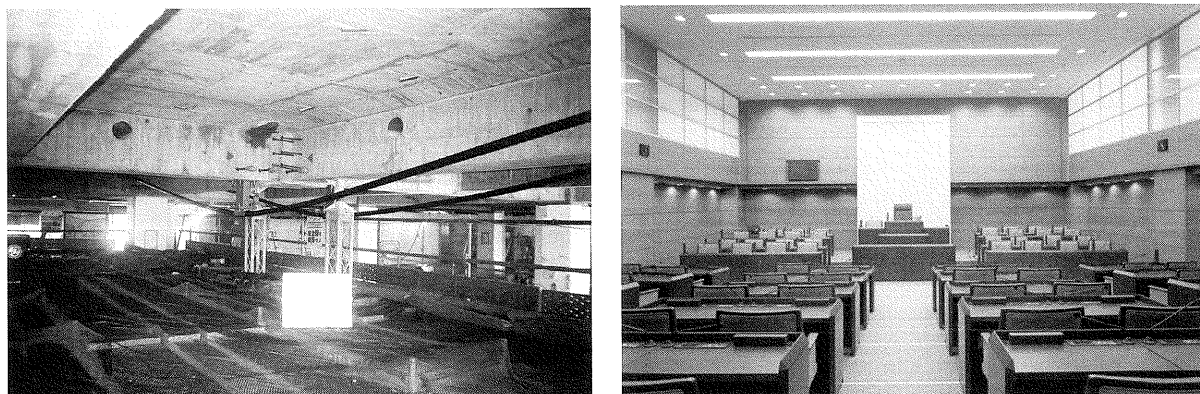


図3.3.6-4 外ケーブル補強部状況と議場内観²¹⁾

b) 性能回復を目的とした補強事例

b-1) 床スラブ補強工事²²⁾

鉄骨梁と外ケーブルを併用して床スラブのたわみを矯正、補強する工法である。補強工事の手順を図3.3.6-5に示す。たわみを生じている床スラブの下部に鉄骨部材とアンボンドPC鋼棒を組み合わせた補強用の梁を取り付ける。PC鋼棒は、鉄骨部材から下に張り出す形で取り付けられている。PC鋼棒を緊張すると鉄骨部材にはむくりを生じ、その作用で床スラブを押し上げる。スラブと補強部材の間に無収縮モルタルを充填し、補強が完了する。

図3.3.6-6は、オフィスビルの約300m²の床スラブ（スラブ7枚）に適用した事例である。施工前に12～38mmのたわみ（スラブ中央部）を生じていたスラブを、本工法を用いてたわみ量を7mm程度矯正したと報告されている。設計条件は、鉄骨梁のみで床スラブ荷重（ $w=4410\text{N/m}^2$ ）を支持し、各補強材にPC鋼棒 $\phi 17$ (SBPR1080/1230)を1本配置し98kNのプレストレス力を導入した。工期は約1週間で、工事費はスラブ1枚（約40m²）当たり約60万円

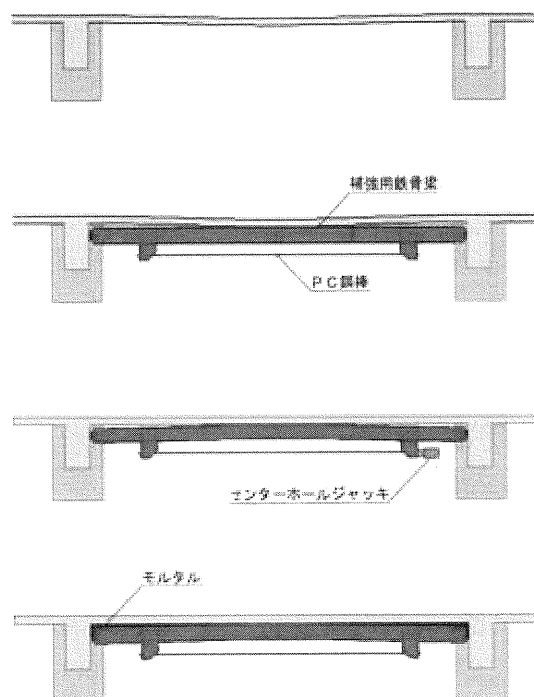


図3.3.6-5 床スラブ補強の施工手順

(鉄骨工事のみの金額、2001年当時)と報告されている。

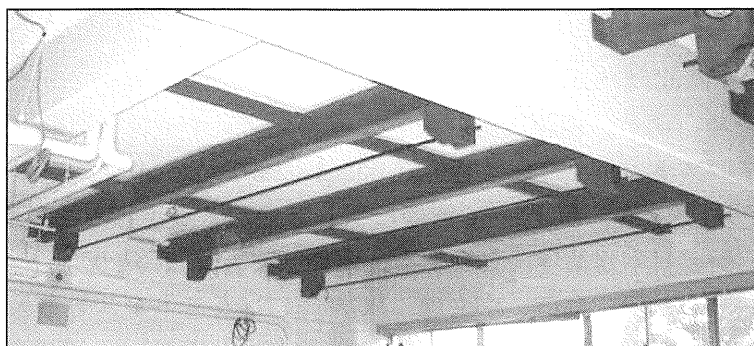


図3.3.6-6 床スラブ改修事例

以上、外ケーブルを用いた大梁や床スラブの改修事例について紹介した。実際の施工事例はまだ少ないが、長期性能の改善を目的とした外ケーブルの利用はPC構造本来の特性を生かした使い方であり、耐震改修ばかりでなく既存建築物のリニューアルなど様々な工事に活用されていくものと期待される。

4. おわりに

PCの技術を利用した各種の耐震改修工法を紹介した。これらの工法のほかにPC鋼材の高強度特性を利用して免震・制震装置の建物躯体への固定など、市販のボルトではせん断強度が不足する場合にPC鋼棒が用いられている。

耐震改修促進法の改正、ならびに税制上の優遇措置の制定に伴い、建築物の耐震診断・耐震改修がこれまで以上に進められ、1日でも早く安全で安心できる街になることが望まれる。また耐震補強にPCの技術が活用され、合理的な耐震改修工事が行われることが期待される。

参考文献・引用文献リスト

- 1) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001年改訂版
- 2) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、2001年改訂版
- 3) PC、PCa工法による耐震補強：(株)建研パンフレット
- 4) PCa外フレーム工法：オリエンタル(株)パンフレット
- 5) PCaPC外付けフレーム耐震工法：(株)ピーエス三菱パンフレット
- 6) PC圧着関節フレーム耐震補強：黒沢建設(株)パンフレット
- 7) 福田、阿部：外フレーム耐震補強工法に取付く床スラブ接合部のせん断実験、プレストレストコンクリート技術協会、第14回シンポジウム論文集(2005年11月)
- 8) 「建築物耐震補強工法PCaブレース工法」：オリエンタル建設(株)パンフレット
- 9) 「建物の耐震補強に構面外鉄骨ブレース工法 アウトブレース工法」：ドーピー建設工業(株)パンフレット
- 10) 「自己圧着ブレース工法 プレストレスの解放によってPCaブレースを既存骨組に圧着す

- る耐震補強工法」建築技術性能証明 評価概要報告書、財団法人 日本建築総合試験所
- 11) 田中恭哉、荒木玄之、関口智文、林田則光：斜めPC鋼材を応用した外付け耐震補強構法、プレストレストコンクリート、Vol.47、No.4、2005
 - 12) PCa増設壁工法：(株)建研パンフレット
 - 13) 竹山 博史、佐藤 明敬、南伊三男、染谷 俊章：プレキャスト増設壁の施工と性能実験報告、プレストレストコンクリートVol.40、No.4、1998
 - 14) 例えば、高田、山川、李、飯干、PC鋼棒にプレストレスを導入して応急補強したRC極短柱の耐震補強実験、日本建築学会大会学術梗概集（関東）、2001.9
 - 15) 飯干福馬、山川哲雄、田川利郎、李文聰：PC鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐震補強したRC極短柱の高軸力下での弾塑性挙動、コンクリート工学年次論文集Vol.23、No.1、2001
 - 16) 外部巻き立てスパイラル鋼線巻き立て法：神鋼鋼線(株)パンフレット
 - 17) 松田、今井、北後、向、柴田、「外部スパイラル鋼線巻立補強柱の載荷実験」、土木学会第57回年次学術講演会梗概集、2002.9
 - 18) 土木学会 耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集、pp.79-86、1997.7
 - 19) OSR工法技術資料：オリエンタル建設(株)
 - 20) 妹尾正和：外ケーブルによる床梁の補強工事－葉山セミナーハウス研修室改修工事－、プレストレストコンクリート、Vol.47、No.2、2005. March
 - 21) 安井建築設計事務所：目黒区総合庁舎（旧千代田生命本社ビル）改修
 - 22) 大日本土木(株)：床スラブ補強工法 (<http://www.dnc.co.jp/renewal/index-r.htm>)

外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工規準（平成17年6月）について

(株)復建エンジニアリング・本改訂委員会委員長

多久和 勇

(株)日本構造橋梁研究所・同委員兼幹事長

前 田 晴 人

(株)富士ピー・エス・同委員兼幹事

菅 野 昇 孝

キーワード：外ケーブル構造、プレキャストセグメント工法、性能照査型、橋梁の要求性能

1. はじめに

プレストレストコンクリート技術協会内における諸規準の整備は、平成6年（1994年）から平成12年（2000年）にかけてPC関係各社からの受託により「PC技術規準研究委員会」を設けて調査・研究を行い、以下に示す成果を規準（案）およびマニュアルとしてとりまとめたことに端を発している。

- ・PPC構造設計施工規準（案） 平成8年3月
- ・外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準（案） 平成8年3月
- ・複合橋設計施工規準（案） 平成11年12月
- ・PC構造物耐震設計規準（案） 平成11年12月
- ・PC斜張橋・エクストラードズド橋設計施工規準（案） 平成12年11月
- ・PC吊床版橋設計施工規準（案） 平成12年11月
- ・PC橋の耐久性向上マニュアル 平成12年11月

平成13年（2001年）からは、これらの成果のメンテナンスおよび技術の進歩・発展に備えるため、改めて協会内に常設の委員会として「PC技術規準委員会」を設置し、対応することとなった。また、成果は出版物として一般に市販するというかたちで外部へ発信することも決定され、今年度は最初の成果として、以下に示す規準を技法堂出版より発刊するに至った。

- ① 外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準 平成17年6月
- ② 複合橋設計施工規準 平成17年12月
- ③ 貯水用円筒形PCタンク設計施工規準
平成17年12月

本報告は、このうち写真-1.1に示す外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準（以下、外プレ規準）に関する内容について紹介するものである。

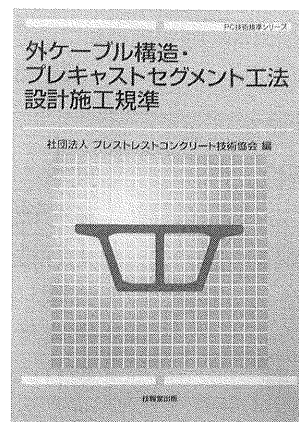


写真-1.1 今年度発刊された外プレ規準

2. 外プレ規準における主な改訂点

外プレ規準は、規準（案）制定後に採用・施工された実績を踏まえ、最新の知見を織り込んで発刊したものである。

外プレ規準における主な改訂点は次のとおりである。

- ①全体をⅠ共通編、Ⅱ外ケーブル構造編、Ⅲプレキャストセグメント工法編の3編に分け、見やすい構成とした。
- ②仕様規定型から性能照査型の規準に書式を改めた。
- ③橋梁の要求性能を示し、性能照査指標との関係を明示した。
- ④調査・計画の章を充実させ、設計業務への利用価値を高めた。
- ⑤構造細目および施工に関する章には、最新の知見、失敗から学んだこと等をできる限り記録として残すことに努めた。
- ⑥終局限界状態における外ケーブル応力増加量の簡易的な算定式を紹介した。

外プレ規準は、第一線の技術者が自己の経験に鑑みて執筆したものであり、技術の記録書としての性格もあわせ持っている。

3. 共通編

共通編は外ケーブル構造とプレキャストセグメント工法の両方に共通した内容を中心に構成している。共通編のうち、ここでは、橋梁の要求性能と性能照査、限界状態に関する検討および曲げひび割れ発生限界部材に対する限界値について述べるものとする。

3.1 橋梁の要求性能と性能照査

共通編の一般では、‘橋梁の性能照査においては、その使用目的や設計耐用期間に応じた要求性能を設定し、その要求性能を満たすことを適切な照査指標を用いて照査することを原則とする’としている。橋梁に要求される性能としては、安全性、供用性、耐久性および復旧性の4つの性能を設定することとしたが、復旧性については、主に地震荷重に対する要求性能であることから、外プレ規準では取り扱わないこととした。また、耐久性については、独立した要求性能としてではなく、材料劣化を考慮した性能を算定する行為において常に考慮すべきものであるとの考えもあるが、統一された方向性が示されていないため、外プレ規準においては独立させた要求性能として取り扱うこととした。これらの照査項目および照査指標の例を表-3.1に示す。

表-3.1 要求性能と照査項目・照査指標の例

要求性能	照査項目	照査指標の例
安全性	破壊，崩壊 疲労破壊	断面力 断面力または応力度
供用性	走行性，乗り心地 外観 水密性	変位・変形（クリープの影響を含む） 応力度，ひび割れ幅 応力度，ひび割れ幅
耐久性	鋼材の腐食 コンクリートの劣化	ひび割れ幅，中性化，塩化物イオン， 凍結融解作用，化学的侵食作用， アルカリ骨材反応

性能照査の原則としては、橋梁の要求性能に応じた限界状態を、施工中および設計耐用期間中の橋梁あるいは構成部材ごとに設定し、設計で仮定した形状・寸法・配筋等の構造詳細を有する橋梁あるいは構成部材が限界状態に至らないことを確認することで、構造物の性能照査を行うこととしている。また、限界状態は、これを終局限界状態、供用限界状態および疲労限界状態に区分している。

表-3.1に示す要求性能に対し、外プレ規準においては、表-3.2の限界状態を対応させて具体的な照査方法および限界値を提示している。

表-3.2 規準で取り扱う照査項目・指標と限界状態

要求性能	照査項目・指標	限界状態
安全性	破壊＝断面力 疲労破壊＝断面力または応力度	終局限界状態，Ⅰ編3.2，Ⅱ・Ⅲ編6章 疲労限界状態，Ⅰ編3.3，Ⅱ・Ⅲ編7章
供用性	外観＝応力度，ひび割れ幅	供用限界状態，Ⅰ編3.1，Ⅱ・Ⅲ編5章
耐久性	鋼材の腐食＝応力度，ひび割れ幅	供用限界状態，Ⅰ編3.1，Ⅱ・Ⅲ編5章

3.2 限界状態に関する検討

限界状態に対する検討は、経時変化の影響を考慮し、設計耐用期間終了時点の状態で、

$$(\text{構造物係数}) \times (\text{設計応答値}) / (\text{設計限界値}) \leq 1.0$$

より行う。外プレ規準で取り扱う設計応答値および設計限界値は、表-3.3に示すとおりである。

3.3 供用限界状態に関する検討

供用限界状態において、一般にコンクリート構造は、縁引張応力度またはひび割れ幅の制御方法によりPC構造、PPC構造およびRC構造に区分される。また、コンクリート部材は、縁引張応力度またはひび割れ幅の状態により引張応力度発生限界状態、ひび割れ発生限界状態およびひび割れ幅限界状態に区分される。対象とする構造あるいは部材が必要な性能を満足するためには、これらのうち適切な区分を選定するものとしている。構造の区分と状態の区分の関係を表-3.4に示す。

また、曲げひび割れ発生限界部材に対するコンクリートの縁引張応力度の限界値は、次式に示すコンクリートの曲げ強度とする。

$$f_{bck} = k_{0b} k_{1b} f_{tk}$$

k_{0b} ：コンクリートの引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す係数

k_{1b} ：乾燥、水和熱など、その他の原因による曲げ強度の低下を表す係数

f_{tk} ：引張強度の特性値

ここで示すコンクリートの曲げ強度を、土木学会コンクリート標準示方書では、コンクリートの曲げひび割れ強度と表現しているが、次回の改訂で曲げ強度に修正する予定とのことである。

表-3.3 外プレ規準で取り扱う設計応答値および設計限界値

限界状態	適用箇所	設計応答値 (荷重係数：Ⅰ編2.6)	設計限界値
供用	Ⅰ編3.1	応力度 ひび割れ幅	応力度の限界値（Ⅰ編6.2.1） 縁引張応力度の限界値（Ⅰ編6.2.2） 斜引張応力度の限界値（Ⅰ編6.2.2） ひび割れ幅の限界値（Ⅰ編6.2.3）
	Ⅱ編5章	コンクリート圧縮応力度 PC鋼材引張応力度 PC構造縁引張応力度 PPC構造ひび割れ幅 PC構造斜引張応力度 PPC構造設計せん断力 PPC構造設計ねじりモーメント	応力度の限界値（Ⅰ編6.2.1） 〃 縁引張応力度の限界値（Ⅰ編6.2.2） ひび割れ幅の限界値（Ⅰ編6.2.3） 斜引張応力度の限界値（Ⅰ編6.2.2） せん断耐力の70%（Ⅱ編5.2解説） 70%以上の場合は「コンクリート標準示方書、 構造性能照査編（土木学会）」7.4.6参照 設計純ねじり耐力の70%（Ⅱ編5.2解説） 70%以上の場合は「コンクリート標準示方書、 構造性能照査編（土木学会）」7.4.7参照
	Ⅲ編5章	Ⅱ編5章に追加 (ただし全てPC構造) 継目部引張応力度	引張応力を発生させない
	Ⅲ編8章	過載荷重による引張応力度 せん断キーのせん断応力度	コンクリートの曲げ強度 許容せん断応力度
終局	Ⅰ編3.2	設計断面力	設計断面耐力
	Ⅱ編6章	設計曲げモーメント 設計せん断力 (Ⅱ編6.2.2) 設計ねじりモーメント	設計曲げ耐力（Ⅱ編6.1.2） 設計せん断耐力（Ⅱ編6.2.3） 設計斜め圧縮破壊耐力（Ⅱ編6.2.3） 設計ねじり耐力（Ⅱ編6.3.2, 6.3.3）
	Ⅲ編6章	Ⅱ編5章に追加 継目部のせん断力	設計せん断伝達耐力（Ⅲ編8.3）
疲労	Ⅰ編3.3	設計変動応力度の応答値	設計疲労強度の限界値
	Ⅱ編7章	設計変動応力度 設計変動断面力	設計疲労強度の限界値 設計疲労耐力
	Ⅲ編7章	Ⅱ編7章に追加 継目部のねじりモーメント	設計せん断伝達耐力（Ⅲ編8.3）

表-3.4 構造の区分と状態の区分の関係

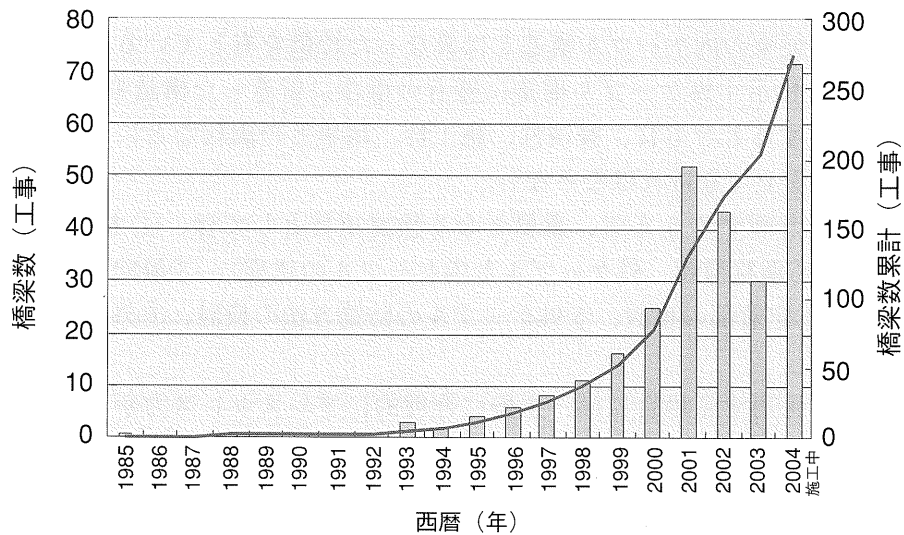
部材縁端の状態		コンクリート応力が 圧縮域	コンクリート応力が 引張域	ひび割れ発生
状態の区分	構造の区分	引張応力度発生 限界状態	ひび割れ発生 限界状態	ひび割れ幅 限界状態
	セグメント継目部	———		
	PC構造	-----	———	
	PPC構造		-----	———
	RC構造			-----

4. 外ケーブル構造編

外ケーブル構造編のうち、ここでは、調査・計画、終局限界状態に対する検討およびPC鋼材の最小曲げ半径等について述べるものとする。

4.1 外ケーブル構造の実績

図-4.1に外ケーブル構造の施工実績を示す。実績は最近10年間に集中しており、約270橋の実績がある。最近急激に増加している理由としては、波形鋼板ウェブ橋との併用等が上げられる。



棒グラフ：年ごとの工事実績，折れ線グラフ：橋梁数累計

図-4.1 外ケーブル構造の実績

4.2 外ケーブル構造の特徴

外ケーブル構造は、従来の内ケーブル構造と比較して多くの特徴を有しており、これらの特徴を十分に理解し適切に組合せて使用することにより、経済的で耐久性に優れた橋梁を構築することが可能となる。ただし、外ケーブル構造の特徴を理解せずに使用すると不経済となるばかりではなく、将来の耐久性にも重大な影響を与えるおそれがあるため、維持管理方法も含めた十分な調査・検討を行う必要がある。以下に、外ケーブル構造の特徴を示す。

〔長所〕

- ・ 従来ウェブ内に配置されていたケーブルをウェブ外に出すことにより、ウェブ厚が減少しコンクリート自重を低減することができる。
- ・ ウェブ内へのシースの配置が不要となるうえ、コンクリートの打設が容易となるなど、施工性が向上する。
- ・ 内ケーブルに比べて、大容量の緊張材の使用が可能である。
- ・ 摩擦によるPC鋼材応力度の減少が小さいため、大きな導入力得られる。
- ・ セメントグラウト注入後の確認や補修が容易である。
- ・ 緊張材の取替えや追加が可能である。

〔短所〕

- ・ 外ケーブルは箱桁内部に配置される場合が多く、曲げに対する偏心量が小さくなる。

- ・平面保持の仮定が成立しないため、PC鋼材を降伏強度まで利用することが困難であり、終局耐力が減少する。
- ・ケーブルの支持間隔が長くなると、交通振動と共振する可能性があり、防振対策を要する場合がある。
- ・ケーブル定着を分散させた場合、定着部の箇所数が多くなることにより死荷重の増加に繋がる場合がある。

4.3 外ケーブル構造の計画

外ケーブル構造は従来の内ケーブル構造とは異なった特徴を有している。よって、その採用にあたっては、以下に示す外ケーブル構造に特有の事項に留意した構造形式、主桁断面形状、架設方法などを選定するとともに、経済性、施工性、環境との調和などについて十分な検討を行い設計・施工計画を立てなければならない。

外ケーブル構造を計画するうえで、重要となる検討項目としては、①主桁断面形状の検討、②PC鋼材の検討（PC鋼材種類、外ケーブルと内ケーブルの比率）、③偏向部の検討（偏向部形状、偏向部配置）、④定着部の検討、⑤外ケーブルの防錆方法の検討、⑥外ケーブルの維持管理方法の検討がある。

外ケーブル構造を採用する場合には、主桁に合理的にプレストレス力が与えられるように桁高、床版支間（ウェブ配置）、部材寸法などを設定することが重要であるほか、外ケーブルの配置、緊張時の作業性、維持管理の容易さなどにも十分配慮して決定しなければならない。

4.4 偏向部の計画

偏向部の形状としては、リブ形式、ダイヤフラム形式、サドル形式がある。外ケーブル構造における偏向部は、橋梁全体の機能を確保するために重要な部分であるとともに、大きな偏向力が集中的に作用する部材である。このため、偏向位置はできるだけウェブに近づけダイヤフラムまたはリブを設けて補強するのが望ましい。これまで一般的に採用されている偏向部の構造形式を図-4.2に示す。

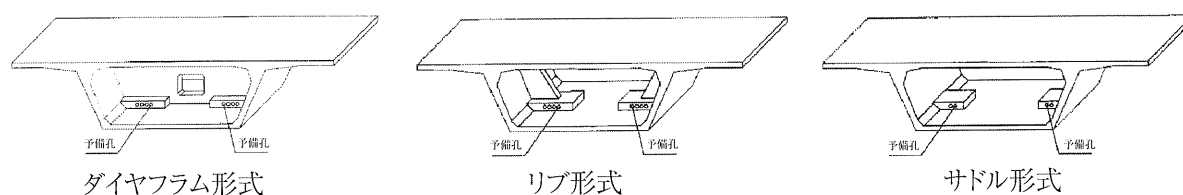


図-4.2 偏向部構造形式の例

外ケーブルを偏向する方法には、分散配置方式と集中配置方式がある。一般に内ケーブルを採用した場合には、曲げモーメントが正負に交番する断面付近では、部材縁でのひび割れを制御するという観点から、PC鋼材を断面の上下縁近くに分散させて配置するのが望ましい。外ケーブルを採用した場合においても、図-4.3 (a) に示すように偏向部を分散して配置することが望ましいと考えられる。但し、中小橋の場合には、主桁重量の増加や施工性が悪くなり、外ケーブル構造としてのメリットが生かせなくなることから、図-4.3 (b) に示すように隔壁（ダイヤフラム、リブ）を設け、ここで集中的にPC鋼材を偏向させてよい。

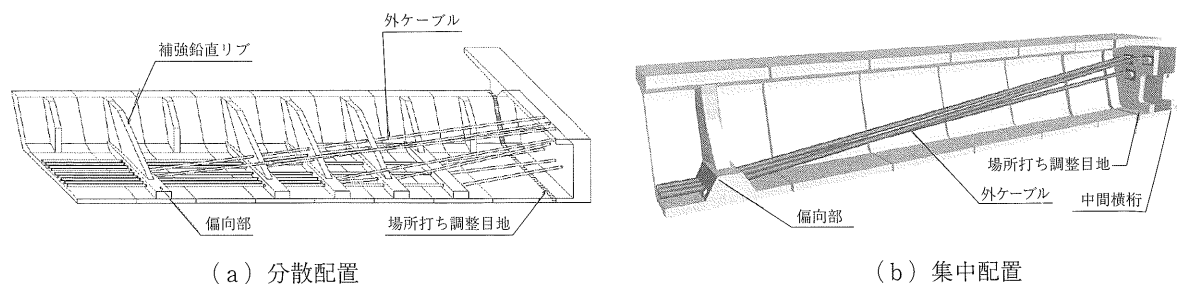


図-4.3 偏向部配置方法の例

4.5 定着部の計画

外ケーブル構造における定着部は、橋梁全体の機能を確保するために重要な部分であり、PC鋼材の緊張力を主桁コンクリートに円滑に伝達しなければならない。PC鋼材定着具付近には大きな力が作用するため、写真-4.1に示すように構造部材に対して不利となる影響の最も小さいと考えられる支点横桁もしくは隔壁（ダイヤフラム、リブ）などのマッシブな部分に定着することを原則とする。

ただし、全て外ケーブルで張出し架設工法を行う場合や、外ケーブルを配置する区間が長くなることで部材応力が非常に不利になる場合、きわめて不経済な設計となる例外的なケースでは、横桁のない桁の中間点に定着してもよい。中間点に定着する場合には、できるだけ圧縮応力が作用する位置で、構造部材に不利とならないような剛性の大きい場所（例えば、箱桁の場合は写真-4.2に示すようにウェブとフランジの隅角部）に定着突起を設けて定着するのがよい。ひとつの部材に独立して設けられた定着突起は、外ケーブルの定着部としては用いてはならない。また、活荷重による応力変動の大きい点の近くもできるだけ避けるものとする。



写真-4.1 支点横桁へ定着する例

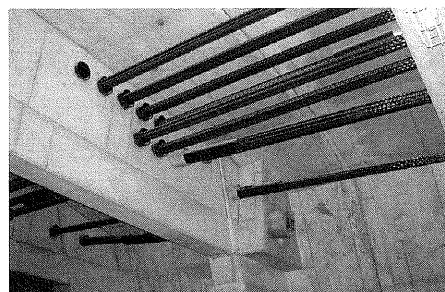
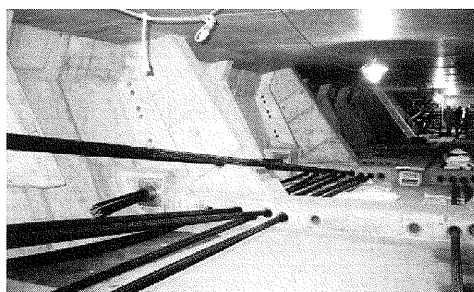


写真-4.2 桁の中間点へ定着する例

4.6 外ケーブルの有効本数

外ケーブル構造では、中間支点横桁部において、たすき掛けに定着される場合が多い。この場合、標準的な幅員で横桁厚が十分あれば、中間支点付近の設計断面における外ケーブルの有効本数は図-4.4に示すとおりとしてよいとした。これは、たすき掛け配置される外ケーブルの有効本数を左右の外ケーブル本数のうち少ない本数を有効とするものである。ただし、全幅が大きい場合、張出床版長が大きい場合もしくは横桁厚が小さいなどの場合においては、FEM解析などにより外ケーブルプレストレスの分布状況を確認し、設計断面の有効本数を設定するのが望ましい。また、中間支点横桁部においては、たすき掛け定着するケーブルだけで無く、通過するケーブルも併用して配置するのがよい。

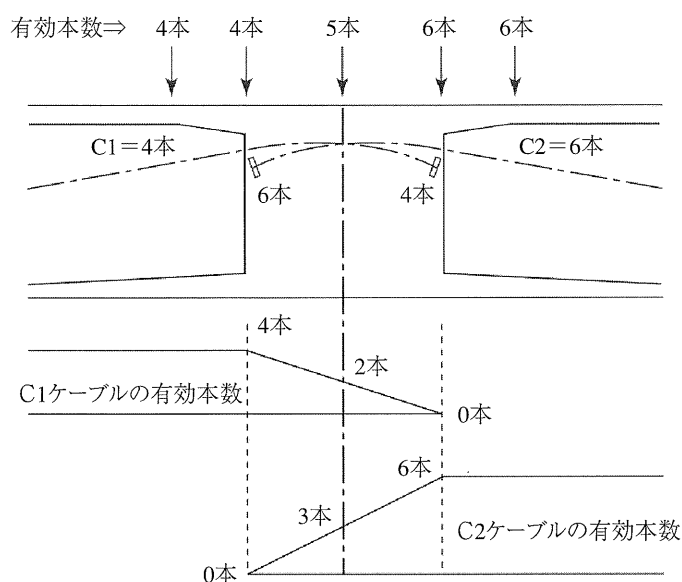


図-4.4 中間横桁たすき掛け定着の有効本数

4.7 終局限界状態に対する検討

外ケーブル構造の終局限界状態における挙動については、ここ数年わが国でもさまざまな研究や実験がなされている。特に、コンクリートとの付着の無い外ケーブルにおいても、終局限界状態においてある程度の応力度増加が見込めることは明らかになっている。よって、設計曲げ耐力は外ケーブルを引張抵抗材と見なし、部材の変形に伴う応力度増加を見込んで算出してよいこととした。つまり、外ケーブルの鋼材応力度 f_{ps} は、式(4.1)により算出してよいものとする。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (4.1)$$

ここに f_{pe} ：外ケーブルの有効プレストレスによる応力度

Δf_{ps} ：終局限界状態における外ケーブルの応力度増加量

終局限界状態における外ケーブルの応力度増加量は、スパンと偏向部間隔、偏向部の個数、外ケーブルの有効高さ、外ケーブルの定着間距離、内外ケーブルの比率、鉄筋量などの要因が関連し合って決定されるため、一概にその値を規定するのは困難であるが、道路橋において、上記要因のうち外ケーブルの有効高さと定着間距離に着目した算定式が我が国においては小坂らにより提案されている。また、場所打ちにより張出架設される長支間橋梁を対象にした研究を行い、小坂らの式における係数を修正した式(4.2)も提案されており、ここに紹介する。

$$\begin{aligned}\Delta f_{ps} &= 0.0 & (l/d_p > 50) \\ &= k \times (d_p/l) \leq \Delta f_{psmax} & (l/d_p \leq 50)\end{aligned}\quad (4.2)$$

ここに、 d_p ：外ケーブルの有効高さ

l ：外ケーブルの定着間距離

k ：外ケーブル種別ごとに設定される係数

張出ケーブル； $k = 1200$

連続ケーブル； $k = 4000$

Δf_{psmax} ：構造別、ケーブル種別ごとに設定される限界値

張出ケーブル限界値； $\Delta f_{psmax} = 350 \text{ N/mm}^2$

連続ケーブル限界値（ラーメン構造）； $\Delta f_{psmax} = 400 \text{ N/mm}^2$

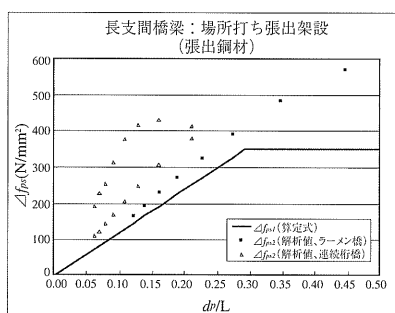
連続ケーブル限界値（連続桁構造）； $\Delta f_{psmax} = 450 \text{ N/mm}^2$

数種類の構造形式において、非線形解析による外ケーブル応力度増加量の解析結果と式（4.2）による算定値の比較を、図－4.5～図－4.7に示す。この際、非線形解析による解析値は、コンクリートが終局ひずみに達するまでの増加量とした。

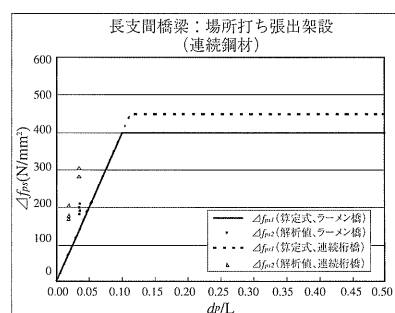
非線形解析の対象とした橋梁は、表－4.1に示す5橋である。これらの非線形解析による応力度増加量の解析値は、式（4.2）による算定値より全て大きな値が得られている。

表－4.1 応力増加量比較対象橋梁

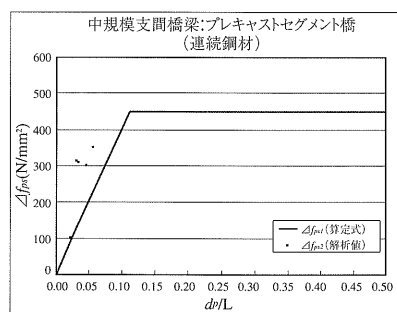
分類	構造形式	標準支間	架設工法	ケーブル方式	ケーブル種類
長支間橋梁	多径間連続ラーメン橋	150m	張出し架設工法	全外ケーブル方式	張出し鋼材、連続鋼材
	多径間連続桁橋	85m	張出し架設工法	全外ケーブル方式	張出し鋼材、連続鋼材
中規模支間橋梁	多径間連続桁橋	35m	プレキャストセグメント工法	全外ケーブル方式	連続鋼材
	多径間連続桁橋	40m	プレキャストセグメント工法	全外ケーブル方式	連続鋼材
	多径間連続桁橋	45m	プレキャストセグメント工法	全外ケーブル方式	連続鋼材



図－4.5 長支間橋梁 張出鋼材の比較



図－4.6 長支間橋梁 連続鋼材の比較



図－4.7 中規模支間橋梁連続鋼材の比較

4.8 PC鋼材の最小曲げ半径

PC鋼材の最小曲げ半径は、中心方向力による局所的なコンクリートの支圧応力度とPC鋼材自体の付加的な曲げ応力度を制限することで設定されている。したがって、偏向部の設計にあたっては、以下の事項について照査する必要がある。

- 1) 中心方向に作用するコンクリートの支圧応力度が限界値以下であること。また、PC鋼材を重ねて配置する場合は、PC鋼材間のコンクリート部材が十分な耐力を有していること。中心方向の支圧応力度は、式(4.3)により計算してよい。外ケーブルの偏向力により発生する局部応力を図-4.8に示す。

$$\sigma = \frac{P}{R \cdot b} \quad (4.3)$$

ここに、

σ : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P : PC鋼材に作用する引張力 (N)

R : 曲げ半径 (mm)

b : PC鋼材の設置幅 (mm)

(シースの3/4程度とする)

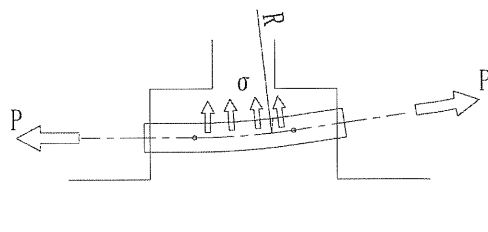


図-4.8 コンクリートの支圧応力度

- 2) PC鋼材が十分な耐荷性能を有すること。

曲げ半径が小さいと、PC鋼材には付加的な曲げ応力が作用し、疲労強度も低下することが考えられる。耐荷性能があらかじめ確認されていないPC鋼材については、曲げ応力度を加えた鋼材応力度の照査を行うとともに、曲げられたPC鋼材の静的引張強度および疲労強度を確認する必要がある。

鋼材素線間に摩擦力が作用しないと仮定すると、引張力を受けたPC鋼材の曲げ応力度 σ_b は、式(4.4)で計算できる。

$$\sigma_b = \frac{d}{2R} E \quad (4.4)$$

ここに、 d : 素線径

E : ヤング係数 = 2.0×10^5 N/mm²

素線径5.25mmのPC鋼材 ($f_{py} = 1600$ N/mm²、 $f_{pu} = 1850$ N/mm² (B種)) について計算すると曲げ半径3.0~8.0mに対して、曲げ応力度が175~66 N/mm²、 σ_b/f_{pu} が0.109~0.041、 σ_b/f_{py} が0.095~0.035となる。小さな曲げ半径を用いる場合は、これらの局部応力を考慮した設計とする必要がある。

5. プレキャストセグメント工法編

プレキャストセグメント工法編のうち、ここでは主に、計画および施工に関する事項について述べるものとする。

5.1 プレキャストセグメント工法の実績

図-5.1～図-5.3にプレキャストセグメント工法の施工実績をしめす。実績は最近10年間に集中している。

図-5.1は完成年ごとの施工実績を示したものである。全45件に対し、延べ施工面積は573,000m²、一件当りの平均面積は12,700m²である。また、幅員を12m程度と想定すると、1件当りの橋長は約1kmとなる。

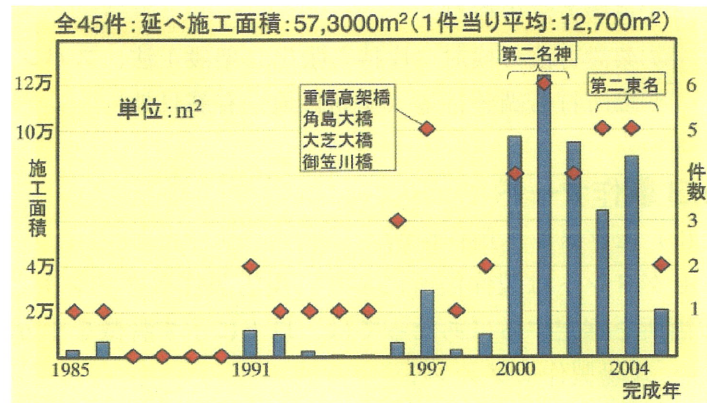


図-5.1 プレキャストセグメント工法の実績

図-5.2は製作場所、製作方法および架設方法別の施工実績を示したものである。製作場所別では現場製作が約8割、工場製作が約2割となっている。製作方法別ではショートライン方式とロングライン方式が相半ばしている。架設方法別では、スパンバイスパン架設と張出し架設が中心であり、その他支保工を利用しての架設が行われている。

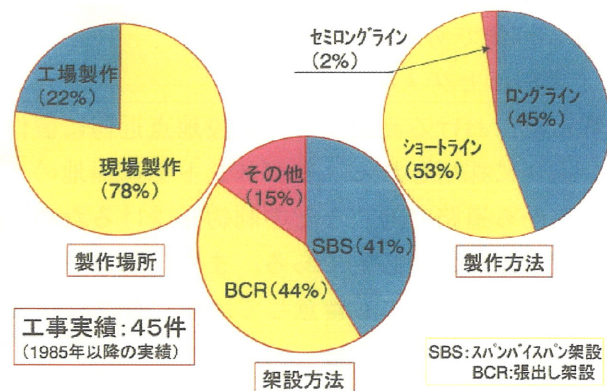


図-5.2 製作場所、制作方法、架設工法別の実績

図-5.3は橋長と施工場所および製作方法の関係を示したものである。かつては現場製作のロングライン方式が主流であったが、近年では現場製作・工場製作に関わらずショートライン方式が主流となっている。

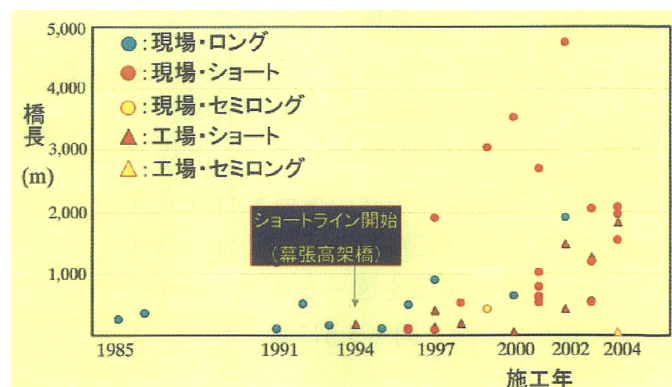


図-5.3 橋長と施工場所、施工方法の関係

5.2 プレキャストセグメント工法における検討項目

プレキャストセグメント工法を計画するうえで、重要となる検討項目は以下のとおりである。

- ①製作箇所の検討（現場製作セグメント、工場製作セグメント、ストックヤード、場内運搬）
- ②製作方法の検討（ショートライン方式、ロングライン方式）
- ③主桁断面形状の検討
- ④セグメント分割方法の検討
- ⑤床版横締方法の検討（プレテンション方式、ポストテンション方式）
- ⑥運搬方法の検討
- ⑦架設方法の検討（片持ち張出し架設工法、スパン・バイ・スパン架設工法）
- ⑧場所打ち調整目地（無筋目地、有筋目地）

5.3 製作ヤード

(1) セグメント製作箇所

セグメントは製作箇所により、現場製作セグメントと工場製作セグメントに大別される。製作箇所を選定するにあたっては、以下に示す特徴を十分理解し検討を行う必要がある。

a) 現場製作セグメント

架設地点近傍に製作ヤードおよびストックヤードが比較的容易に確保できる場合に採用される。セグメントを架設現場まで公道上を通らず運搬できることから道路交通法などの制約はなく、製作ならびに架設に適切なセメント重量、長さ、幅、高さを選定することが可能である。

b) 工場製作セグメント

都市部における高架橋など架設地点近傍に製作ヤードおよびストックヤードの確保が難しい場合に採用される。セグメントを遠隔地の工場で製作し架設現場まで公道上を運搬することから道路交通法などの制約を受けるため、適切なセグメント重量、長さ、幅、高さを選定することが必要である。また、特殊車両による運搬が必要な場合には、運搬時間の制約を受けることにも留意して計画しなければならない。

(2) 製作ヤードの規模

製作ヤードの規模を計画するにあたっては、製作サイクル工程・架設サイクル工程を考慮して選定した製作設備が配置可能であるとともに、架設サイクル工程を考慮したストックヤードの広さを確保することが必要である。また、ヤード内におけるセグメント場内運搬方法についても、十分な検討を行う必要がある。これまでの実施例に基づく施工橋面積とヤード面積の関係を図-5.4に、製作ヤードのレイアウト例を図-5.5に示す。

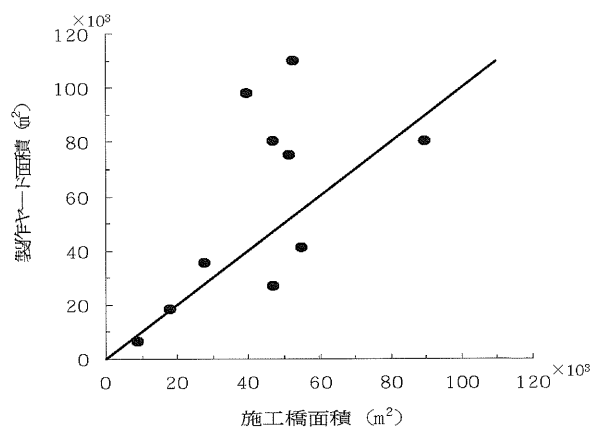


図-5.4 製作ヤード面積と施工橋面積の関係

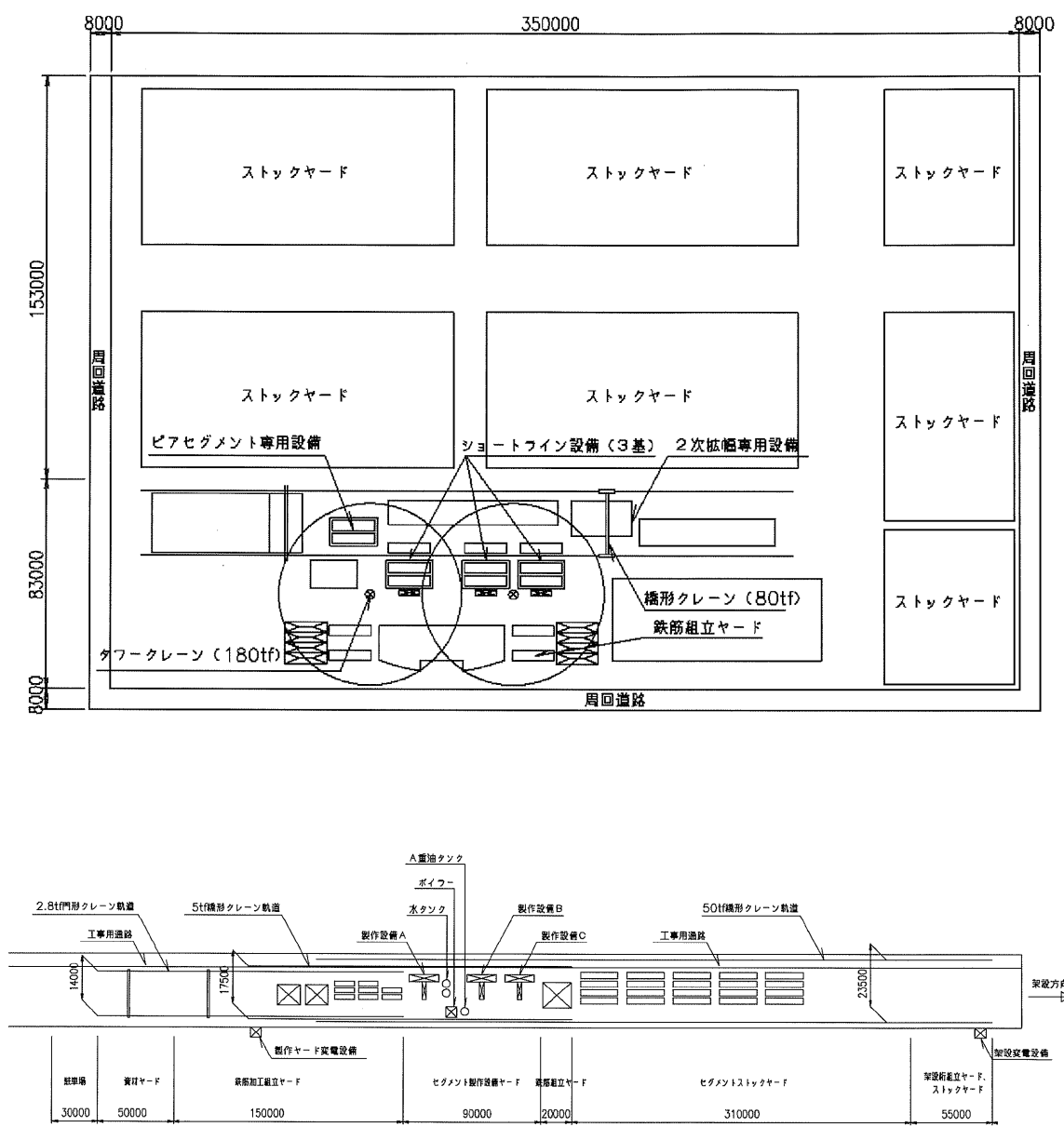


図-5.5 製作ヤードのレイアウト例

5.4 製作方法

セグメントの製作方法は、ショートライン方式とロングライン方式に大別される。製作方法を選定するにあたっては、以下に示す特徴を十分理解して検討を行う必要がある。

(1) ショートライン方式

ショートライン方式とは、1セグメント分の底型枠を敷設してセグメントを1つずつ製作する方法である。一般的には、既に製作されたセグメントのコンクリート端面を型枠として、隣接したセグメントを製作するマッチキャスト方式と組み合わせられて製作される。ショートライン方式による製作例の概要図を図-5.6に、その特徴を以下に示す。

【長所】

- ①比較的狭い製作ヤードでセグメントの製作をすることができる。
- ②常に同じ場所でコンクリート打設の作業を行うため、集中した施工管理をすることができる。
- ③3次元対応の製作設備とすることで、曲線橋の製作も可能である。
- ④地盤が軟弱な場合、地盤改良範囲が狭い。

【短所】

- ①既設セグメントの端面を次のセグメントの型枠として使用するため、製作誤差の蓄積が生じやすい。
- ②既設セグメントを若材令で移動する必要がある。

(2) ロングライン方式

ロングライン方式とは、1径間分または2分の1径間分の固定式製作台を用意し、型枠を移動しながら全てのセグメントを連続的に製作する方法である。ロングライン方式による製作例の概要図を図-5.7に、その特徴を以下に示す。

【長所】

- ①セグメント製作時の形状管理が容易である。
- ②脱型後、既設セグメントを移動する必要が無い。
- ③型枠設備を複数準備することにより、製作工期の短縮を図ることができる。

【短所】

- ①大規模な製作ヤードが必要である。製作台の長さは、少なくとも橋梁最長支間の半分以上は必要となる。
- ②地盤が軟弱な場合、比較的広い範囲の地盤改良が必要である。
- ③曲線橋の場合、製作台の線形をその曲線形状に合わせなければならない。
- ④コンクリート打設位置が移動するため、打設や養生などに必要な機器は移動できる構造とする必要がある。

- ① 台車・側型わくのセット



- ② 鉄筋・シース組立
仮組した鉄筋及びシースを組み立てる。



- ③ 内型わくのセット
内型わく台車を移動して内型わくをセットする。

- ④ 横締定着具・シース組立

- ⑤ コンクリート打設
養生は、早期強度を必要とするので蒸気養生を行う。



- ⑥ 側型わく・内型わくの脱型



- ⑦ NEWセグメントの移動
台車を手動引張装置により移動。

- ⑧ ①～⑥の作業の繰り返し
移動したセグメント(OLDセグメントとなる)の
端面を端型わくとして次のセグメントを製作する。



- ⑨ OLDセグメントの移動
橋型クレーンにより吊り上げ床版横締めヤードへ
移動する。



- ⑩ セグメントの仮置き
横締め完了後自走式門型クレーンにより吊り上げ
仮置きヤードへ移動する。

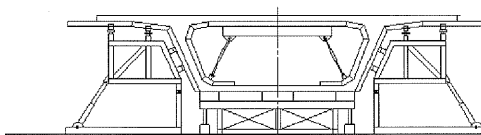
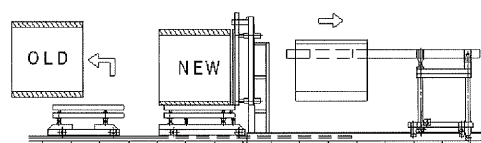
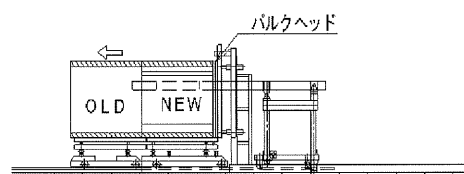
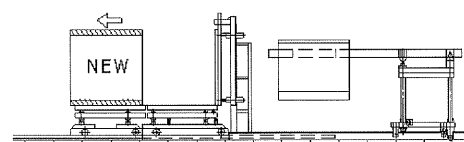
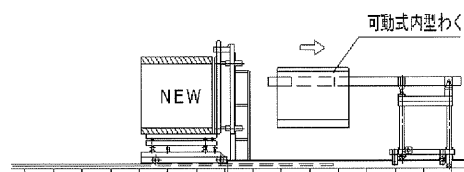
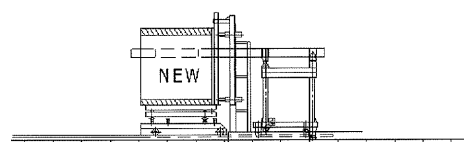
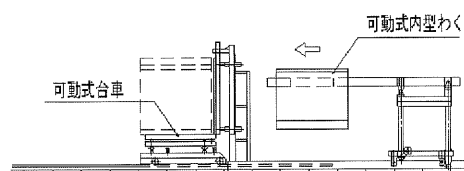
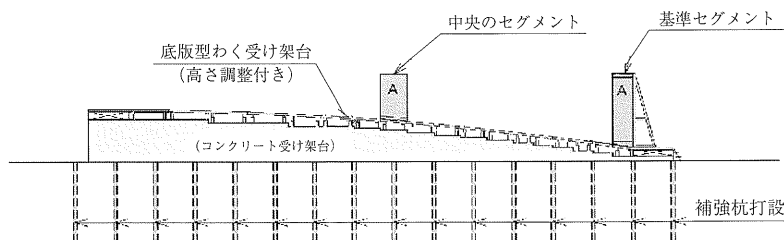
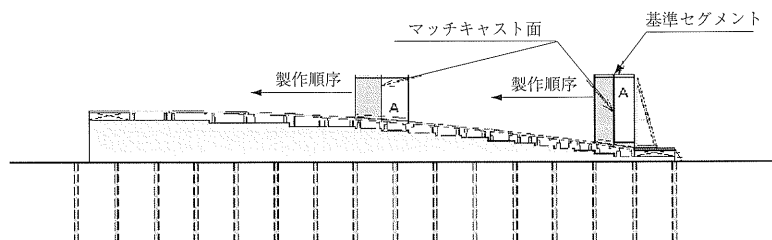


図-5.6 ショートライン方式による製作例の概要図

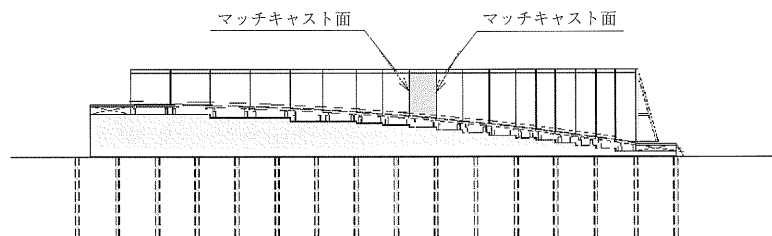
Step 1. 1ライン分の底版型わくを設置する。外型わく、プレハブ鉄筋及び内わくをセットし、ラインの端部と中央のセグメントを製作する



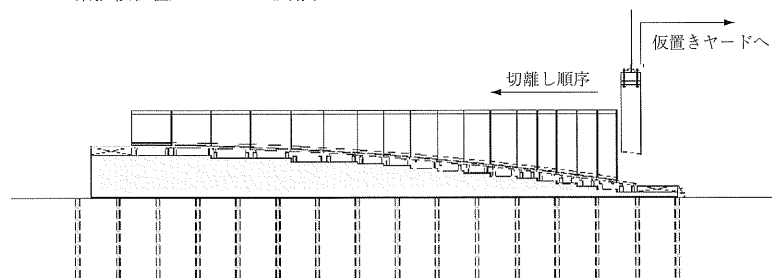
Step 2. Aブロック打設完了後、外型わくと内型わくを移動させ、製作したセグメントの端部をマッチキャスト面として新しいセグメントを順次に製作する



Step 3. 1ラインの最終セグメントは両端をマッチキャスト面として製作する



Step 4. 1ラインの製作が完了したら端部よりセグメントを切離し、床版横締め鋼線を緊張後仮置きヤードへ移動する



Step 5. 全セグメントの移動後、底版型わくを次のラインに会わせて調整する

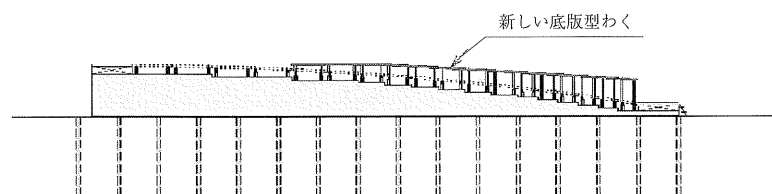


図-5.7 ロングライン方式による製作例の概要図

5.5 主桁断面形状

主桁断面形状を設定するにあたっては、製作設備の能力、クレーンの吊上げの能力、運搬能力など製作、運搬、架設に関して総合的な判断を行い、合理的な形状を設定しなければならない。また、外ケーブル構造を採用する場合は、プレストレスが安全かつ効率的に作用する断面形状とすることに留意して計画しなければならない。これまでの実施例に基づく主桁断面の例を図-5.8に示す。

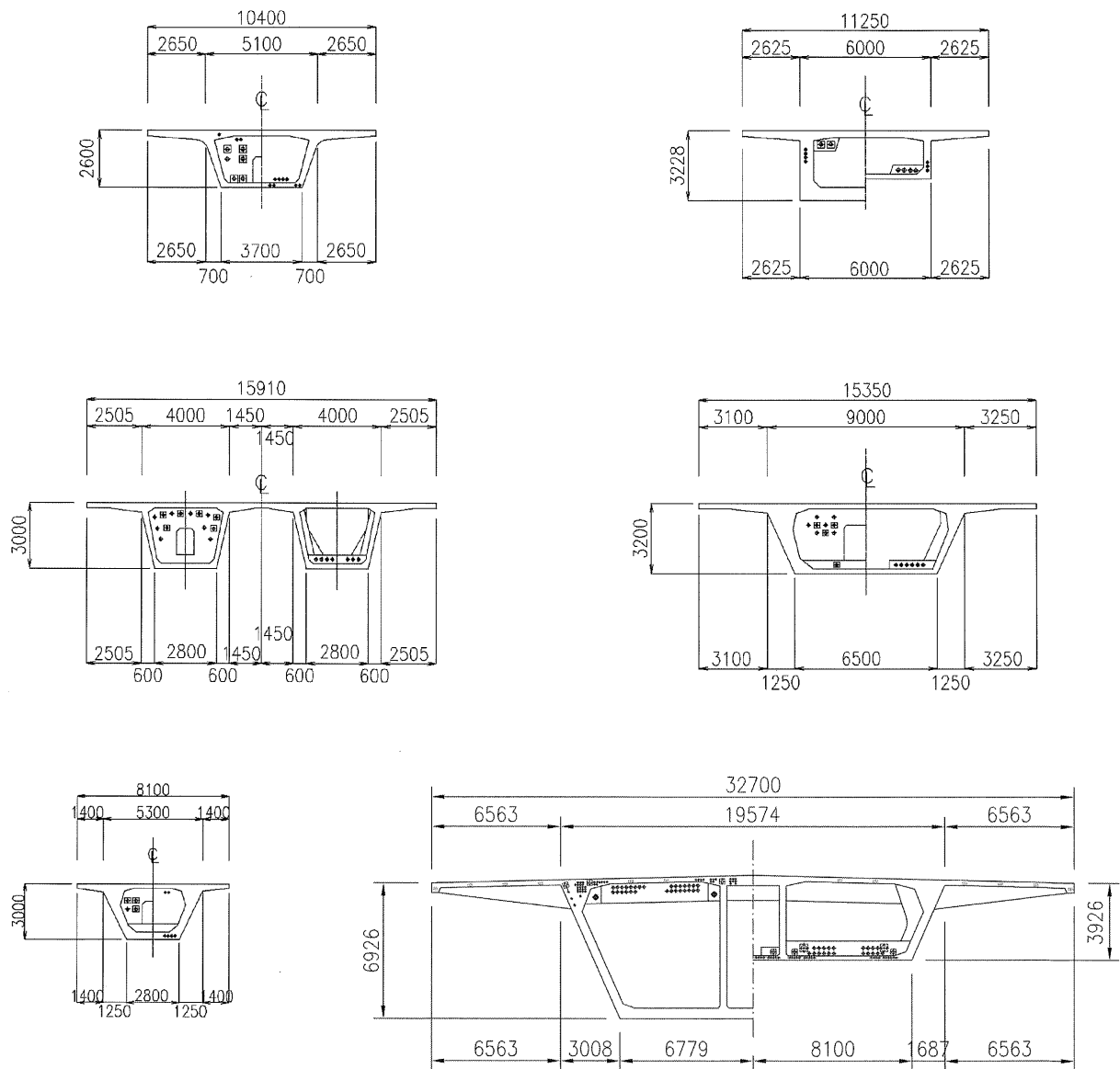


図-5.8 主桁断面の例

5.6 セグメント割

セグメント割を設定するにあたっては、製作設備の能力、クレーンの吊上げの能力、運搬能力など製作、運搬、架設に関して総合的な判断を行い、合理的な分割を行なう必要がある。

柱頭部付近など部材が厚い箇所は、セグメント長を短くして軽量化を図るなど適切な方法を選定することが必要である。特に、工場製作セグメントの場合には、架設地点まで公道上を運搬することから道路交通法などの制約を受けるため、適切なセグメント重量、長さ、幅、高さを選定しなければならない。

また、セグメント幅Wに対するセグメント長Lの比率が大きい場合 ($W/L > 6$ となる場合) には、**図-5.9**に示すように、隣接する新セグメントの硬化熱により旧セグメントの橋軸方向に温度勾配が生じ、旧セグメントにそりを引き起こす可能性があることが指摘されている。このそりは、セグメントの架設を重ねるごとに累積され、やがて継ぎ目を閉じることができなくなる可能性があることに留意して、セグメント割を行わなければならない。

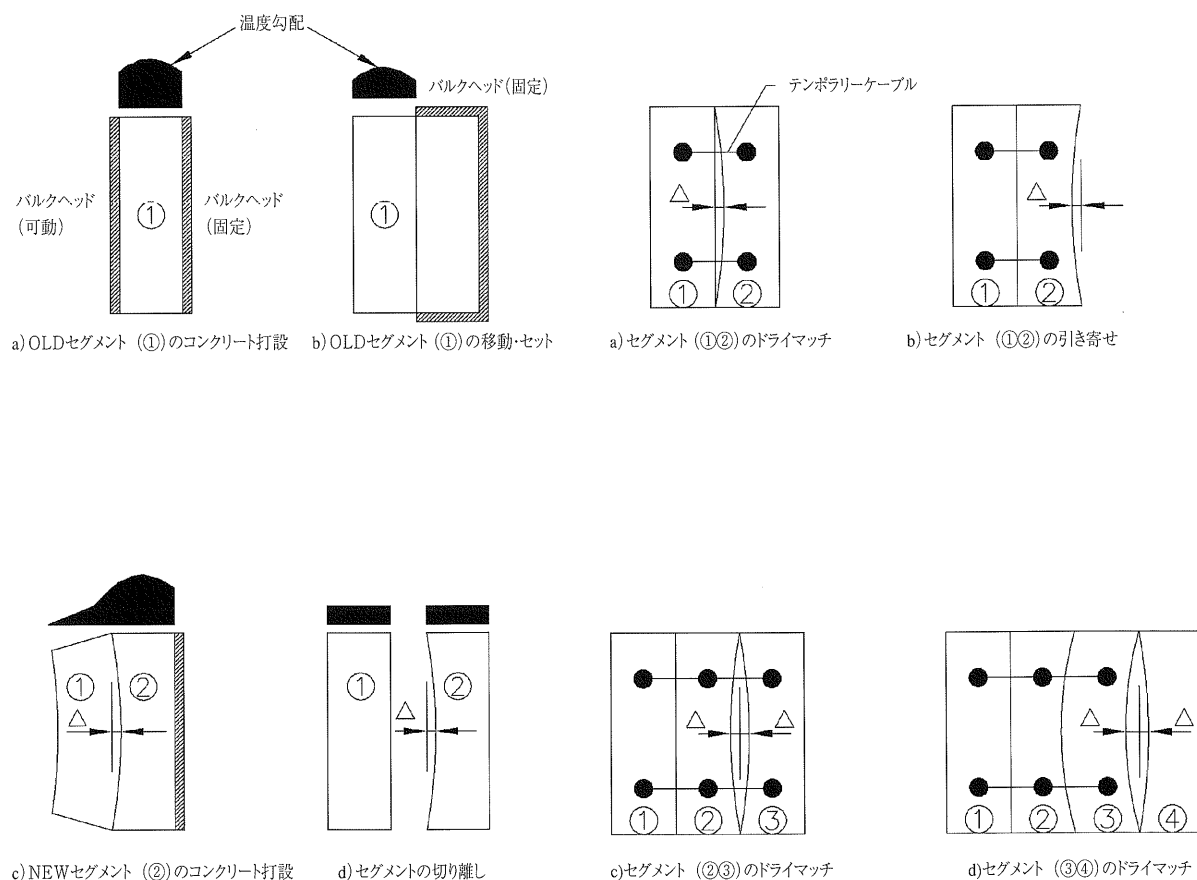


図-5.9 温度勾配によるそり現象

5.7 床版横締め方法

これまでに実績のある床版横締め方法を大別するとプレテンション方式とポストテンション方式に分けられる。両方式の特徴を十分に理解して使用することにより、経済的で耐久性に優れた床版を構築することが可能となる。これまでは、コンクリート硬化の関係でポストテンション方式が多く用いられてきていたが、製作機構の改良によりプレテンション方式での施工も可能となった。図-5.10に、プレテンション方式の製作機構の例を示す。

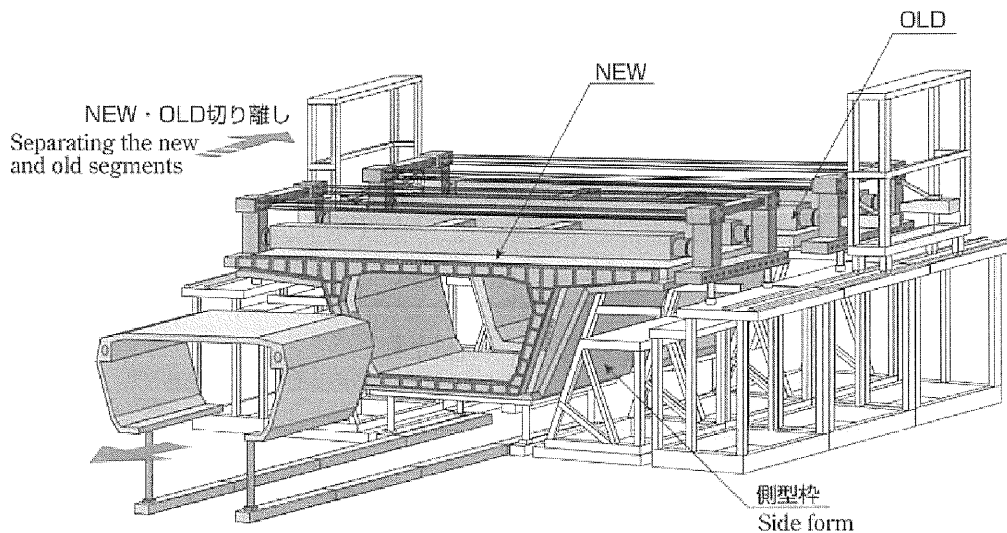


図-5.10 横締めプレテンション方式製作台の例

5.8 運搬方法

一般的に用いられる運搬方法には、トラック・トレーラー・台車・門型クレーン・台船などを利用した方法がある。特に工場製作セグメントを採用した場合など、公道を運搬する必要がある場合には、重量、長さ、幅、高さなど車両制限令、道路交通法などに従って道路管理者、警察署長の許可を得る必要があることに留意して計画しなければならない。

図-5.11に、道路を通行する輸送車両が遵守しなければならない法令並びにセミトレーラーによるセグメント運搬荷姿の例を示す。

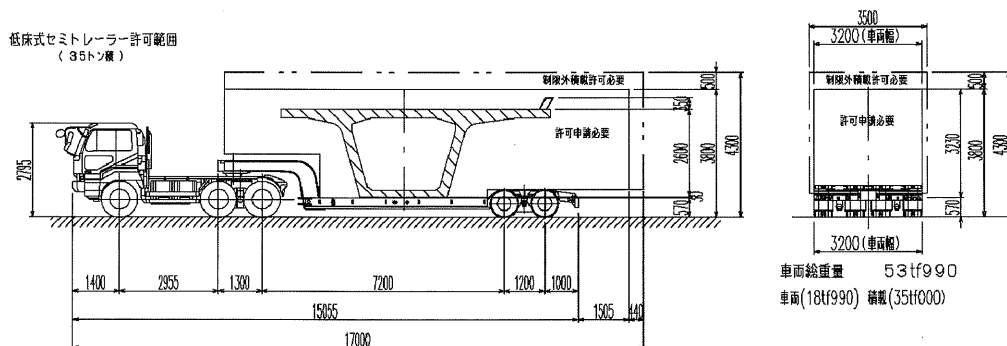


図-5.11 セミトレーラーによるセグメント運搬荷姿の例

5.9 シースの組立

セグメント継目部でのシースの取付けは、コンクリートの打込みによる脱落やずれが生じないように強固に固定する必要がある。このためには、継目部での剛性の大きなジョイントシースの使用や、シース内にあらかじめPC鋼材や可とう性パイプを挿入したり、空気の注入・排出を利用したゴムチューブを使用することも有効である。図-5.12にシースの組立例を示す。

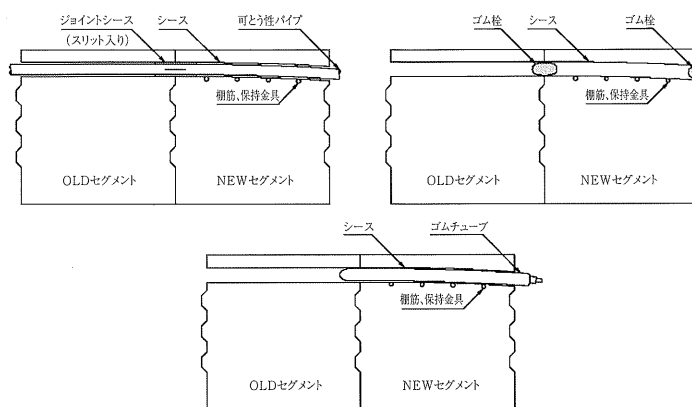


図-5.12 シース組立例

5.10 セグメントの膨張・収縮

コンクリート打込み後の硬化熱によってNEWセグメントは幅員方向に膨張し、また、硬化熱の下降や硬化収縮によって幅員方向への収縮が生じる。さらに、床版横締めPC鋼材へのプレストレス導入によっても幅員方向への収縮が生じる。そのため、広幅員セグメントやコンクリート硬化時の温度上昇が大きなセグメントでは、この膨張・収縮量が大きくなるためにNEWセグメントのスラブキーが欠落するなどの損傷が生じる場合がある。また、NEWセグメントの膨張力がOLDセグメントに作用する結果、OLDセグメントのウェブにひび割れが生じる場合がある。このような影響を防ぐため、図-5.13および図-5.14に示すように緩衝材をキーの側面に貼り付ける対策を施した事例がある。

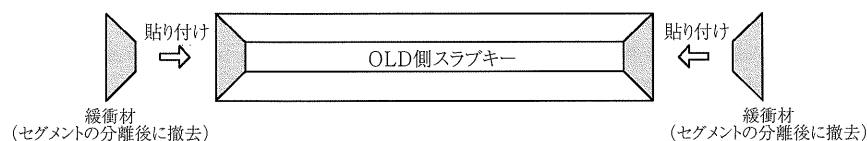


図-5.13 スラブキー緩衝材貼り付け要領

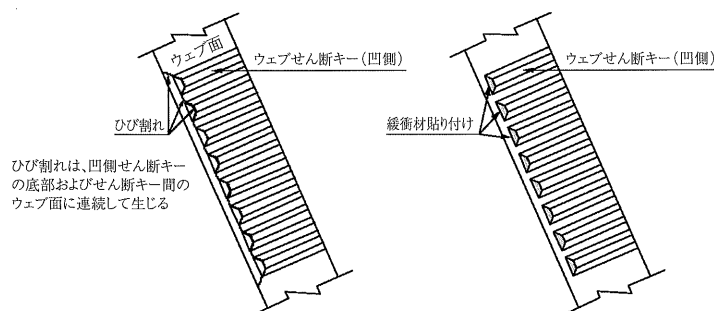


図-5.14 ウェブせん断キー緩衝材貼り付け要領

PCグラウトの設計施工指針

(社) プレストレストコンクリート技術協会

PCグラウト規準作成委員会

1. はじめに

プレストレストコンクリート (以下PC) は、よく知られているように、プレテンション方式とポストテンション (以下ポステン) 方式があり、ポステン方式では、PC鋼材を緊張した後、ダクトの空げきにPCグラウトを充てんするのが一般的である。

PCグラウトについては、我が国において1961年に「プレストレストコンクリート設計施工指針」が土木学会で制定され、PCグラウト指針およびPCグラウト試験方法が初めて明記された。この中で、PCグラウトの管理方法として、流下試験、ブリーディング試験、膨張率試験および圧縮強度試験が規定されている。その後、1978年にはコンクリート標準示方書[施工編]に記載された。この流れを受けて、プレストレスト・コンクリート建設業協会では、1986年に「PCグラウト施工マニュアル」を発刊し、より具体的な施工方法、品質管理方法について周知してきた。PCグラウトに関する我が国の規準、マニュアル類の変遷を表-1に示す。

このような推移の中で、1985年イギリスにおいて、また、1992年ベルギーにおいて、PCグラウトの施工不良が原因で、PC鋼材が破断して落橋した事例が報告され、PCグラウトを含めたPC橋の耐久性が大きな問題となってきた。このことから、イギリスでは1992年から1996年までの間、PCグラウトを充てんするポステンPCの建設が禁止されていた。我が国においても、PCグラウトの不具合が指摘され、旧日本道路公団では、PCグラウト充てんによるポステンPC橋の建設は禁止されていた経緯がある。

このような背景から、信頼できるPCグラウトの設計施工方法を早急に確立する必要性が生じ、プレストレスト・コンクリート建設業協会からの委託を受けて、プレストレストコンクリート技術協会では、2003年に「PCグラウト規準作成委員会」(委員長:池田尚治、(株)複合研究機構、横浜国立大学名誉教授)を発足させた。その後2年間にわたり調査研究を行うとともに、設計施工指針の審議を行い、2005年12月に「PCグラウトの設計施工指針」を発刊した。本稿は、刊行した「PCグラウトの設計施工指針」について解説するものである。

表－1 PCグラウトに関する規準、マニュアル類の変遷

(社)日本道路協会	(社)土木学会	(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	JH、委員会など
1968年 「プレストレストコンクリート道路橋示方書 解説」 ・土木学会 PCグラウト指針に準拠	1955年 「プレストレストコンクリート設計施工指針」 24条 グラウトは十分にPC鋼材をつつみ、かつ確実に付着するものでなければならない 1961年 「プレストレストコンクリート設計施工指針」改訂 ・PCグラウト指針およびPCグラウト試験方法を追加 具体的な品質管理および試験方法を記述 コンシステンシー試験としてJロート 10～30秒 膨張率 0～5%	1973年 「プレストレストコンクリート橋 施工便覧」 ・品質について W/C、膨張率の管理 ・施工、試験について 土木学会PCグラウト指針と同様	
1978年 「道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編」 内容は土木学会PCグラウト指針と同様	1978年 「コンクリート標準示方書 施工編」 ・品質について コンシステンシー、膨張率、圧縮強度、W/Cの管理 ・試験について コンシステンシー試験、ブリージング率および膨張率試験、強度試験実施の義務付け	1986年 「PCグラウト施工マニュアル」 ・品質について 膨張率、塩化物イオン量、ブリージング率 圧縮強度 ・施工について 排気口位置の明記 寒中および暑中における施工	
1990年 「道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編」 寒中および暑中における施工の追記	1991年 「コンクリート標準示方書 施工編」 ・品質について 流下時間の管理値を撤廃 塩化物イオン量 0.3kg/m ³	1993年 「PCグラウト施工マニュアル」 ・品質について ブレンクスタイプについて明記 ・施工について グラウトホースのあと処理について明記	
1996年 「道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編」 ノンブリージングタイプの推奨 グラウトホースについて追記	1996年 「コンクリート標準示方書 施工編」 ・品質について J14ロートについて明記	1996年 「PCグラウト施工マニュアル Q&A」 グラウト講習会受講終了証の携帯を義務	1995年 「PC橋の耐久性向上に関する調査研究」 (財)高速道路調査会 (プレストレスト・コンクリート建設業協会 委託) ・耐久性向上の面から材料および設計の見直し ・現行グラウト工に関する施工上の見直し
2000年 「道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編」 ・材料にグラウトの項目を追加 ノンブリージングタイプを標準 ・施工について 流量計による注入量の管理	2002年 「コンクリート標準示方書 施工編」 ・品質について 要求性能を明記 ダクト内の充てん性 付着強度 ノンブリージングタイプ混和剤使用 ・施工について 注入、排気口の配置について明記 導通および気密性の確認 流量計による注入量の管理 注入、排気口の後処理 品質検査に加え、グラウト工の検査実施	1999年 「PCグラウト施工マニュアル」 ・品質について ノンブリージングタイプを標準 高粘性、低粘性型を明記 タイプ別の流動性試験規格値 ブリージング率 0% 膨張率 非膨張タイプ、膨張タイプ ・施工について 構造条件ごとに最適なグラウトタイプを提案 流量計による注入量の管理 注入、排気口の位置 導通および気密性の確認 2002年 「PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル」 ・品質について 流動性試験をJP漏斗による方法に統一 所要圧縮強度を非膨張性、膨張性に分けて明示 ・その他 プレグラウトPC鋼材に「湿気硬化型」を追加	1997年 「構造物施工管理要領」JH ノンブリージングタイプを標準 粘性の高いAタイプを原則 2004年 「構造物施工管理要領」JH PC箱桁の上床版に直線状に配置される鋼材にグラウトタイプの内ケーブルを採用 PCグラウトの要求性能および性能照査方法を明示

2. 指針の概要

2.1 適用の範囲

本指針は、性能照査型の体系を念頭に、PC橋におけるPCグラウトの位置づけを明確にして、PCグラウトに要求される性能を設定し、これらの要求性能を満足するための照査法を規定したものである。

本指針の適用範囲は、プレストレストコンクリート橋において、最も適用実績の多い内ケーブルでPC鋼材緊張後のダクトの空げき充てん材料としてセメントを主材料とするPCグラウトを用いる場合を対象としている。

2.2 指針の構成

本指針は、PCグラウトの設計施工の流れおよび性能照査の基本的な考え方を示す第Ⅰ編「性能照査型設計施工指針（以下、照査型指針）」と、仕様規定を含みながらより具体的な方法を示す第Ⅱ編「設計施工指針に準拠した標準マニュアル（以下、標準マニュアル）」との2編構成とした。前者は時代とともに大きく変わることはないが、後者は技術の発展に伴い内容の改訂がその都度行われるべき性格のものである。本指針の目次構成を図－1に示す。

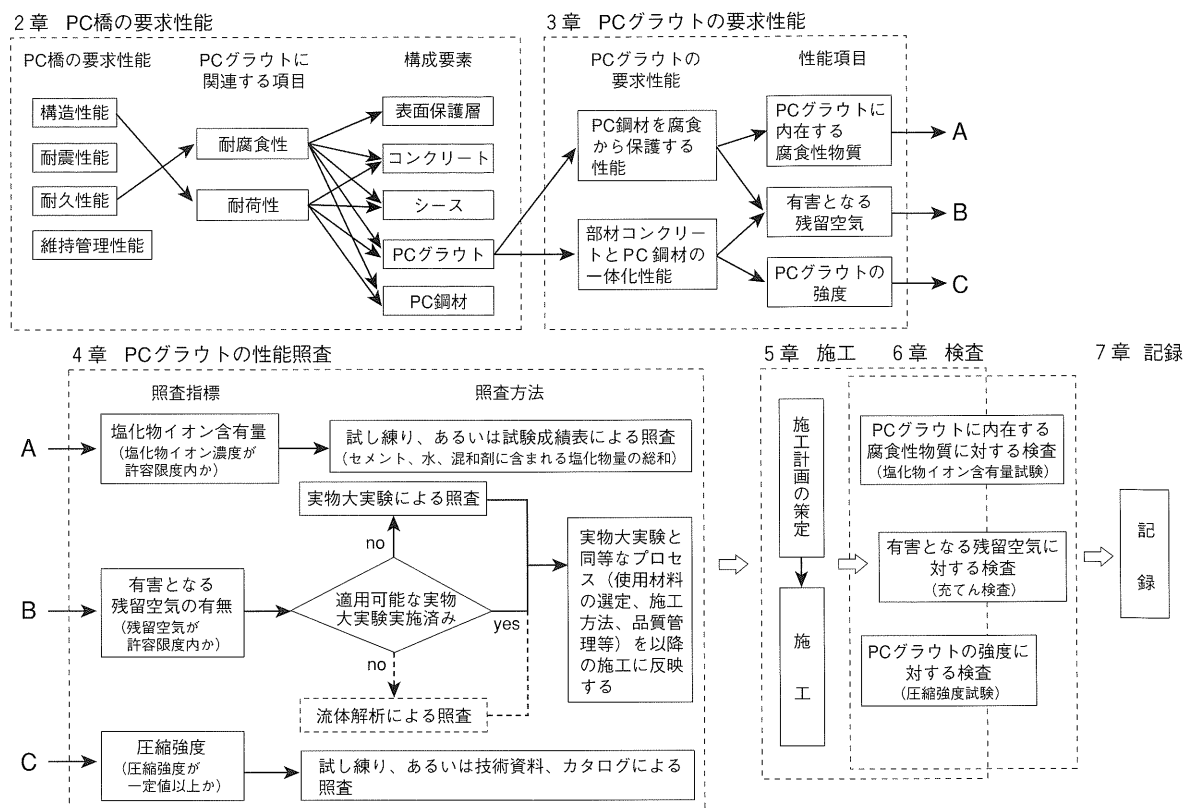
PCグラウトの設計施工指針	
第Ⅰ編 性能照査型設計施工指針	第Ⅱ編 設計施工指針に準拠した標準マニュアル
1章 総 則	1章 総 則
1.1 適用の範囲	1.1 適用の範囲
1.2 構 成	1.2 PCグラウトの設計の基本
1.3 用語の定義	1.3 用語の定義
2章 プレストレストコンクリート橋の要求性能	2章 材 料
2.1 一 般	
2.2 設計耐用期間	
2.3 耐久性能の照査	3章 PCグラウトの設計
2.4 構造性能の照査	3.1 一 般
	3.2 塩化物イオン含有量および圧縮強度の照査
3章 PCグラウトの要求性能	3.3 有害となる残留空気の照査
3.1 一 般	
3.2 PC鋼材を腐食から保護する性能	4章 配 合
3.3 部材コンクリートとPC鋼材の一本化性能	4.1 一 般
4章 PCグラウトの性能照査	4.2 使用材料の選定
4.1 一 般	4.3 配合の決定
4.2 PCグラウトに内在する腐食性物質に対する照査	4.4 試し練り
4.3 PCグラウトの強度に対する照査	4.5 施工時の配合
4.4 有害となる残留空気に対する照査	
5章 施 工	5章 施 工
6章 検 査	6章 検 査
6.1 一 般	6.1 一 般
6.2 PCグラウトに内在する腐食性物質に対する検査	6.2 PCグラウトの品質検査
6.3 PCグラウトの強度に対する検査	6.3 PCグラウト工の検査
6.4 有害となる残留空気に対する検査	6.4 PCグラウトの充てん検査
	6.5 発注者による検査
7章 記 録	7章 記 録
7.1 一 般	
7.2 記録の保存	
8章 教 育	8章 教 育

図－1 PCグラウトの設計施工指針の目次構成

2.3 PCグラウトの性能照査

2.3.1 性能照査の流れ

本指針は、PCグラウトに対する要求性能を設定し、施工前に、設定された要求性能を満足することを照査する「PCグラウトの設計」という行為を明確にし、実施することとした。さらに照査した内容を施工段階に反映し、検査に合格することで当初設定した要求性能が満たされたことを保証する体系を採っている。性能照査の流れを図－2に示す。



図ー2 PCグラウトの設計施工指針における性能照査の流れ

2.3.2 PCグラウトの要求性能

PCグラウトの要求性能は、PCグラウトが用いられているPC橋が満たすべき性能から決められるべきもので、単独で設定されるべきものではない。PC橋が満たすべき性能としては、構造性能、耐震性能、耐久性能、維持管理性能などがあり、PCグラウトはそれぞれに少なからず関わりを持っているが、主に関連するのは、耐久性能におけるPC鋼材の耐腐食性と構造性能における耐荷性である。この2つの性能を満足していれば他の性能に関わる要件も満足していると考えられるので、PC鋼材の耐腐食性と耐荷性に着目して、PCグラウトの要求性能を設定した。

耐久性能のうち、PCグラウトに関連する塩化物イオンの侵入に伴うPC鋼材腐食に関する照査では、PC鋼材が挿入配置されているシーすの表面までのかぶりコンクリートで評価し、シーす位置の塩化物イオン量が 1.2kg/m^3 を超える場合にはプラスチックシーすを採用することとしている。PCグラウトは、強アルカリ性であるため鋼材を腐食から保護する性能を有しているが、シーすとPC鋼材が接した場合、十分なかぶりを確保できないことが想定されるため、安全側の評価として、外部からの塩化物イオンの侵入に対する遮へい効果は見込まないものとした。このような条件のもとで、PCグラウトの要求性能としては、シーす内において内在する水、酸素および塩化物イオンなどの腐食性物質からPC鋼材を保護する性能を設定することとした。

次に、構造性能のうち、PCグラウトに関連するものとして、部材コンクリートとPC鋼材との付着があげられる。ダクトの空隙をPCグラウトで充てんすることによってはじめて部材コンクリートとPC鋼材との付着を得ることができるため、PCグラウトの要求性能としては、応力伝達可能となる充てん性と強度を包含した一体化性能を設定することとした。

PCグラウトの要求性能として設定したPC鋼材を腐食から保護する性能とコンクリートとPC

鋼材の一体化性能は、従来から言われている性能であるが、本指針では、その根拠をより明確に位置づけたものである。

PC鋼材を腐食から保護する性能を満足するためには、具体的に以下の2項目を満足することが必要である。

- ①練り混ぜられたPCグラウトに、腐食性物質が有害量存在しない品質を有していること。
- ②ダクトの空気をPCグラウトで充たし、腐食の原因となる水と酸素をダクトから排除して、有害となる残留空気を残さないこと。

コンクリートとPC鋼材の一体化性能を満足するためには、具体的に以下の2項目を満足することが必要である。

- ①PCグラウトはコンクリートとPC鋼材との一体化に必要な強度を有していること。
- ②コンクリートとPC鋼材との付着伝達機能を阻害するような有害となる残留空気を残さないこと。

2.3.3 照査指標

これらの具体化された項目を満足するための照査指標を明確にする必要がある。本指針では以下のように設定した。

PCグラウトに内在する腐食性物質に関して（図－2のAの流れ）、海外の指針では、PCグラウト中に硝酸塩、チオシアン酸塩などが含まれないことを規定する例もあるが、これは、それらの成分が応力腐食割れや水素脆性のような遅れ破壊を引き起こす可能性があるためである。本指針においてもこれらの成分がPCグラウトのグラウト混和剤あるいはプレミックス材に含まれないことを確認することとし、腐食性物質に対する照査指標としては、従来どおりPCグラウト中の塩化物イオン含有量のみに限定してよいこととした。具体的な内在する塩化物イオン量の制限値は、普通ポルトランドセメントを使用した場合には、実験による確認、海外規準等を参考にセメント質量比の0.08%（ $C \times 0.08$ 質量%）以下であることを標準とした。その他のセメントを使用する場合には、実験的検証が十分ではないので従来の通り 0.3kg/m^3 以下とすることとした。

部材コンクリートとPC鋼材との一体化に必要な強度においては（図－2のCの流れ）、硬化後に付着に対して十分な強度を有することが必要である。PCグラウトの強度としては、従来と同様に圧縮強度で照査するものとした。具体的な一体化性能の確保に必要な圧縮強度は、海外の規準等も参考にして、材齢28日強度で 30 N/mm^2 以上を標準とすることとした。この値は、現在一般に使用されているPCグラウトで十分に達成できる強度である。

耐久性と付着伝達機能の両面から有害となる残留空気を残さないことが求められており、照査指標としてそれぞれの面から残留空気を定量的に設定できれば合理的である（図－3のBの流れ）が、現状では定量的な評価が十分なされていないこと、適切な測定方法がないことから、定量的に残留空気を設定することは難しい。また、従来より安全性を考慮して、「完全に充てんする」ことが求められてきたが、これまでに行われた実物大実験などの結果では、リブを有する一般的なシースで形成されるダクトに対して、リブの部分まで全く残留空気を生じさせずにPCグラウトを充てんさせることは不可能であることが明らかになっている。このため、PCグラウトの上記2つの要求性能を満足するためには、ダクトに残留する空気が全く生じない完全なPCグラウトの充てんを必ずしも求める必要はない。すなわち、ダクトに残留空気を生じた場

合でも、それが有害となる量以下であれば支障はないのである。そこで、照査指標としては有害となる残留空気の有無とし、具体的には、残留空気がシースのリブ断面内に収まる量までであれば有害ではないとした。これは、その程度の残留空気が生じた場合においても、その量は微少であり、かつ離散的に存在することになり、PC鋼材の腐食²⁾や部材との一体化に対して有害な影響を及ぼす可能性は非常に小さいものと考えられるためである。

2.3.4 照査方法

照査指標が明確になれば、次に、この照査指標に基づく照査方法を明確にしておく必要がある。塩化物イオン含有量、圧縮強度の照査については、試験成績表、技術資料、あるいは試し練りなど、直接的な評価が可能であるが、ダクトの残留空気に対する照査については、構造・材料・施工方法などの多くの要因によって総合的に決まるため、机上での評価は難しい。PCケーブルの配置形状とPCグラウトの品質、あるいはPCグラウト材料と施工機械など適切な組合せを選択する必要がある、それらの良否を判定するためには実際の諸条件を再現した実物大実験を実施し、具体的に充てん結果の状況を確認することが最も確実な手段である。そこで、有害となる残留空気の照査は、実際の構造物と同等の構造条件および施工条件を反映した実物大実験によることを原則としたうえで、過去の実験や施工実績で蓄積されたデータをもとに行っても良いこととした。また、現時点においては限定的にしか使用できないが、流体解析による照査も可能とし、将来的な技術開発に期待を込めたものとしている。

さらに、実物大実験で良好な充てん性が確認されたPCグラウトの材料や施工方法は、正しく実施工に反映されなくてはならない。そのためには、実物大実験で使用されたPCグラウトの材料や施工に関連する項目を一連のプロセスとして把握し、実際のグラウト施工の仕様として規定しておく必要がある。施工時にはこの仕様が満足されるように施工計画が立案され、かつその実施がプロセス検査によって確認されなくてはならない。こうした一連のプロセスを確認することで実物大実験と実施工の整合がとれ、施工されるPCグラウトの充てん性が保証できるのである。

2.4 施工

PCグラウトの施工に先立ち、性能照査で行った照査方法を正しく反映した施工計画を策定することとした。ここで、施工計画の際に反映する照査方法の項目は、施工に関する項目と材料に関する項目の2つに大別できる。施工に関する項目は、ダクト構造や注入排出・排気口的位置および注入圧力などであり、材料に関する項目はセメントやグラウト混和剤などの使用材料の選定である。これらは、施工後のPCグラウトの性能を保証するために、PCグラウトの性能照査にて行った照査方法と実際の施工の整合を確実にとる必要がある。また、その他の項目として、各工事では様々な状況が考えられるため寒中および暑中グラウト対策やトラブル対策など環境条件や施工条件にも留意しなければならない。

2.5 検査

PCグラウトの検査とは、施工されたPCグラウトの性能が、要求性能を満足していることを確認することである。具体的には、PCグラウトの性能を照査する際に設定した照査指標に対してそれぞれ検査項目を設定し、適切な方法により検査しなければならない。

設定されたPCグラウトの照査指標に対し、一般には表－2に示す検査を行えばよい。

表－2 照査指標と検査項目

性能項目	照査指標	検査項目（試験）
PCグラウトに内在する腐食性物質	塩化物イオン含有量	塩化物イオン含有量試験
PCグラウトの強度	圧縮強度	圧縮強度試験
有害となる残留空気	有害となる残留空気の有無	プロセス検査、充てん検査

検査は、施工されたPCグラウトで直接確認するのが理想である。しかし、ダクトの全延長においてPCグラウトの性能を確認することは、現時点では、技術的・経済的に困難である。そこで、照査型指針では、表－3に示すように検査項目を設定している。

塩化物イオン含有量および圧縮強度は、性能照査と同様に直接的に評価することができ、塩化物イオン含有量試験および圧縮強度試験を実施して検査することができる。

一方、有害となる残留空気に対する検査は、PCグラウトの充てんに関するものであり、施工の各段階でプロセス検査および充てん検査を適切に実施する必要がある。具体的には、まず施工計画が性能を照査した方法に基づいて策定されたことを検査し（施工計画の検査）、材料の受入れ、PCグラウトの製造、施工の各段階において、それぞれ必要な検査を組み合わせる、いわゆるプロセス検査を体系的に実施していくことが合理的かつ現実的である。また、プロセス検査と並行して充てん検査を実施すると検査精度は向上するので、充てん検査を実施することも規定している。

表－3 PCグラウトの性能照査指標と検査体系

照査指標	検査項目			標準マニュアルの区分
塩化物イオン含有量(図-2:A)	塩化物イオン含有量試験			PCグラウトの 品質検査
圧縮強度(図-2:C)	圧縮強度試験			
有害となる残留空気 (図-2:B)	プロセス 検査	材料	流動性試験 材料分離抵抗性試験 ブリーディング率試験 体積変化率試験 単位容積質量試験	PCグラウト工の 検査
			施工計画書 ダクトの配置形状、空隙率 排出・排気口の位置 練混ぜ方法、練混ぜ設備 注入圧力・注入量、注入設備	
	充てん検査		排出孔位置での充てん検査 非破壊検査等による充てん検査	PCグラウトの 充てん検査

2.6 記録

PCグラウトの施工を各段階で記録することは、適切な施工を実施するうえでの管理となるとともに、検査時の資料、さらには維持管理をするうえで構造物の現状を把握するための重要な資料となる。また、これらの記録を保存・蓄積することで、PCグラウトの施工方法の妥当性を確認することができる。そのため、配合、品質検査および各検査の結果、注入状況などを記録するものとした。

2.7 教育

PCグラウトの必要性や充てんメカニズムを理解したうえでPCグラウトの施工計画の立案、グラウト注入作業、検査を行うことは、不必要な試験や検査を省略でき、逆に必要な試験、施工、検査に特化できるため、その精度向上に有効である。そのため、PTシステム*の設計に携わる技術者、グラウト作業管理者、グラウト作業員およびグラウト検査員は、PCグラウトに関する教育を受けなければならないものとした。

(※ POST-Tensioning Systemの略で、ポストテンション方式において、PC鋼材、シース、定着具、アンカーキャップ、グラウトキャップ、グラウトホース、PCグラウトなどから構成されたもの)

3. 標準マニュアルの概要

標準マニュアルは、照査型指針の考え方に基づいて、実際に運用するために必要な要件を、現状の技術レベルにおいてより具体的に示したものである。ここでは、全体の構成の中から、特に力点を置いた「PCグラウトの設計」と「検査」を採り上げて解説することとする。

3.1 PCグラウトの設計

PCグラウトの設計とは、PCグラウトが要求される性能を満足していることを照査することであり、要求性能を満足するPCグラウトおよびPTシステムの設定を行うことである。

PCグラウトの性能は、表-2に示された3つの照査指標を確認することで照査することができる。

照査指標のうち塩化物イオン含有量と圧縮強度はPCグラウトの材料のみに関する項目であり、これらに対しては既に確立された試験方法があり、また指標として定量的であるため、照査の方法とその判定が明確かつ簡易である。

PCグラウトの充てん後、ダクトに空気が残留する要因としては、PCグラウトの体積変化やブリーディングなどの材料的なものと、PCグラウトの施工時にダクト中の空気が排出されずに残留する施工的なものがある。材料的なものに関しては、標準マニュアルに規定される適切な材料選定と練混ぜを行い、品質試験によりその品質を確認することで残留空気の発生を防止することが可能である。しかしながら、PCグラウトの施工における充てんの良否は、構造・材料・施工方法などの多くの要因によって総合的に決定されるものであり、対象とするPCグラウトそれぞれについて異なるため、PCグラウトの特性やメカニズムに留意して、個別に検討する必要がある。表-4にダクトの長さ、空げき率、PCグラウトの流動性、シースの配置角度、注入量、排気口の数、ダクト配置の高低差が、PCグラウトの充てん性に及ぼす要因と影響を示す。

表ー4 PCグラウトの充てん性に及ぼす要因と影響

要因	PCグラウトの充てん性に及ぼす影響			備考
	注入圧力	先流れのしやすさ	ブリーディング	
ダクトの長さ	長い程大	－	－	注入圧力が大きい場合にはステップバイステップ方式の採用の検討
空げき率	小さい程大	大きい程大	－	空げき率の小さいケーブルの場合、シース長が長いケーブルへ適用することは困難
PCグラウトの流動性	粘性が高い程大	粘性が低い程大	－	超低粘性タイプを下り勾配を有するダクト形状のPTシステムに使用する場合には注意が必要
シースの配置角度	上り勾配が大きい程大	下り勾配が大きい程大	－	上り勾配では先流れしない
注入量	多い程大	少ない程大	－	下り勾配では、注入量が少なすぎると先流れしやすくなる
排気口	少ない程大	－	－	ダクト長の長い場合や下り勾配を有するダクト形状の場合には、設置位置や個所数に留意
ダクトの高さ	高い程大	－	高い程大	ノンブリーディングタイプでも高圧力下では、ブリーディングが発生しやすくなる

このように、PCグラウトの充てんに関しては多くの影響を及ぼす要因があり、その確認技術にも課題がある。これらの現状をふまえ、照査型指針においては、原則として実際の構造物と同等の構造条件および施工条件を反映した実物大実験による照査が規定されている。PCグラウトの実施工にあたっては、PTシステムにおけるダクト構造とPCグラウトの品質、あるいはPCグラウト材料と施工機械など適切な組合せを選択する必要がある、それらの良否を判定するためには、対象とするPCグラウトの諸条件を再現した実物大実験を実施し、具体的に充てん結果の状況を確認することが確実な手段である。なお、実物大実験には、実際の鋼材配置を完全にモデル化したものと一部を取り出してモデル化した要素実験があり、PCグラウトの特性や充てんのメカニズムをふまえたうえで、対象とするPCグラウトの充てん性が確認可能な供試体を用いた実験方法を選択しなければならない。また、照査型指針においては、対象とするPCグラウトが過去に良好な結果が得られた実験や実施工と類似の内容であると判断できる場合には、その結果をもって実物大実験の実施に代えることができると規定している。過去の実施工あるいは実験の結果を適用する場合には、その内容を十分検討し、適用に問題がないことを確認しなければならないとしている。

また、標準マニュアルにおいては、実物大実験に代わり、流体解析等の数値解析による充てん性の照査も可能であるが、現時点の解析技術レベルにおいては、解析結果の信頼性の点において課題が残されている。したがって、流体解析による充てん性の照査を行う場合には、その適用性に関する検討を十分に行う必要がある。図ー3に本標準マニュアルにおけるPCグラウトの充てんに関する設計フローを示す。

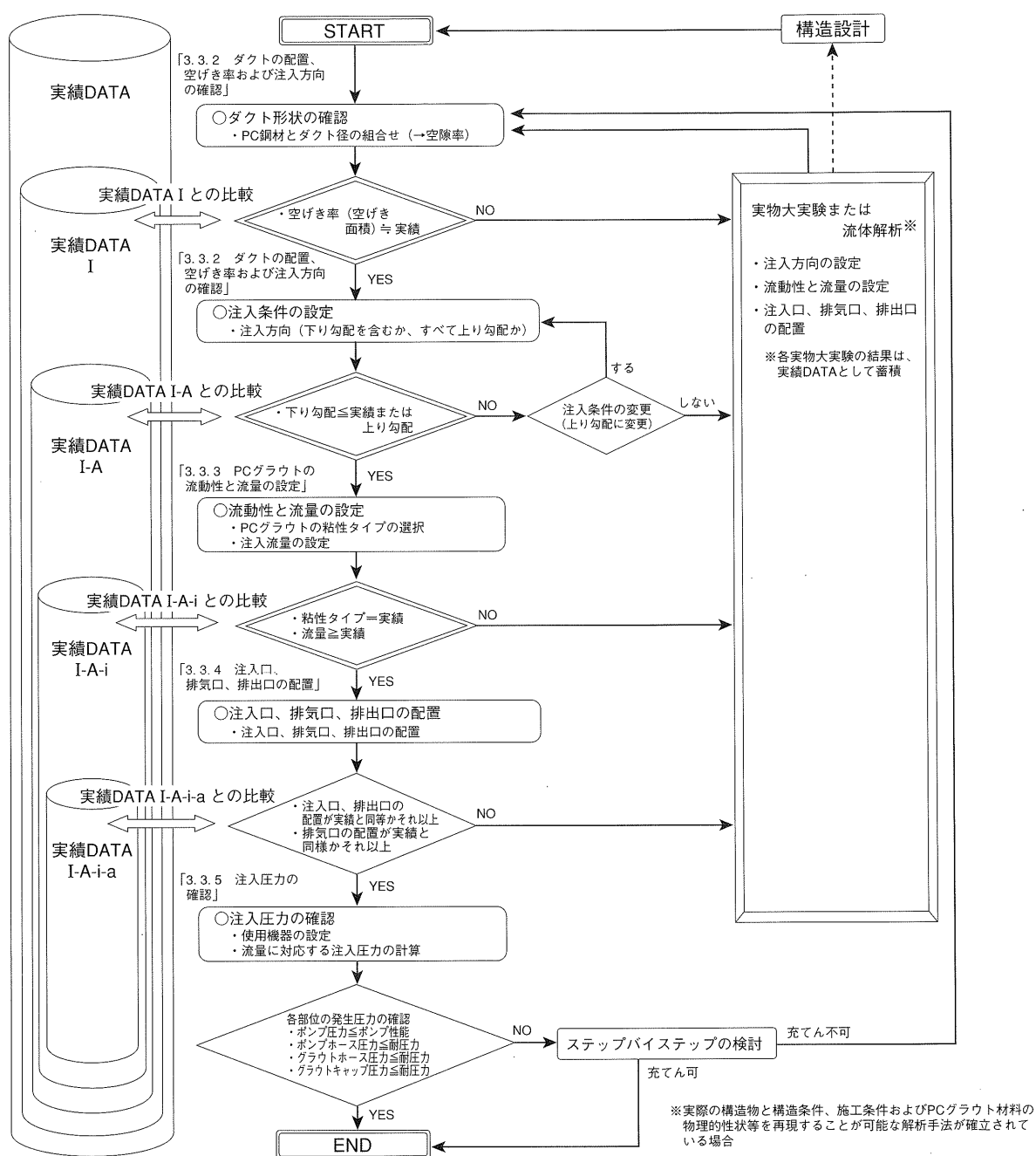


図-3 PCグラウトの設計フロー

3.2 検査

3.2.1 検査体制

これまで、品質管理と検査は区分されて認識され、品質管理は施工者により実施されるもの、検査は発注者により行われるものと認識されてきた。しかし、施工者においても施工されたPCグラウトが所要の性能を有することを確認すべきとの考えから、標準マニュアルでは、施工者においても検査を行うことを規定した。ただし、土木構造物は供用年数が長いため、施工不具合等が発見された場合は、施工者の責任を問うだけでは対応しきれないことが多く、特に、PCグラウトに関しては損傷が顕著に現れるのに非常に長い年月を要すると考えられる。このため、

発注者においてもPCグラウトが所要の性能を満足することを検査し、確認することを改めて規定した。発注者が行う検査方法としては、施工者が行う検査に立会って確認する方法、施工者が行った検査結果を書類により確認する方法、発注者が抜取的に検査を行い確認する方法等、種々の選択肢が考えられる。

3.2.2 品質検査

標準マニュアルではプロセス検査の方法を具体的に規定しているが、プロセス検査の検査項目は、一般に材料もしくは施工に関するものに分類できる。その材料に関する検査項目に塩化物イオン含有量試験および圧縮強度試験を加えたものが、いわゆるPCグラウトの品質検査であり、実務的には、これらを体系的に実施する方が合理的である。そこで、標準マニュアルでは、表－3に示すように、PCグラウト材料に関する検査項目（試験）を「PCグラウトの品質検査」としてまとめて規定した。これに伴い、プロセス検査の施工に関する項目を材料に関する検査項目と分離し、「PCグラウト工の検査」として規定した。

次に、標準マニュアルでは、規準の国際整合化を念頭においてPCグラウトの品質検査項目を設定するとともに、各品質検査を段階的に実施し、合理的にPCグラウトの品質を検査する体系を規定している。表－5に、PCグラウトの品質検査の概要を示す。

表－5 PCグラウトの品質検査の概要

検査項目		試験項目	試験段階			備考 (試験名)
			製造会社による 基準試験	工事ごとの 規準試験	日常管理試験	
有害となる 残留空気	施工性 先流れ現象	レオロジー定数	○	○	○	漏斗試験 フロー試験
	PCグラウト の品質	材料分離抵抗性	○			傾斜管試験
		ブリーディング率	○	○		鉛直管試験
		体積変化率	○	○		
		単位容積質量	○	○	○	容器法
	圧縮強度	圧縮強度	○	○	○	
塩化物イオン含有量		塩化物イオン含有量	○	○	○	

製造会社による基準試験 : PCグラウトの基本的な品質を確認

工事ごとの基準試験 : 工事で所要の品質を有するPCグラウトを製造できることを確認（配合の調整）

日常管理試験 : 実施工に用いるPCグラウトの品質を確認

品質検査項目に関しては、従来の規定と比較して、有害となる残留空気に対する項目を追加、変更している。ダクトの残留空気は、一般に施工性や先流れ現象により発生する場合とPCグラウトの品質により発生する場合がある。そこで、残留空気の発生原因ごとに試験項目を設定することとし、施工性・先流れ現象に関してはレオロジー定数試験を実施して検査を行うことを規定した。従来、PCグラウトの流動性はJP漏斗などを用いた流下試験で評価してきたが、今回、市販されている種々のレオロジー特性を有するPCグラウトの試験を実施した結果、流下試験では塑性粘度が、フロー試験では降伏値が、粘度測定試験では両者が確認できることが判明した。また、JP漏斗を用いた流下試験を実施した結果、PCグラウトのレオロジー特性の多様化に伴い、流下時間が非常に短いもの（3 sec程度）や閉塞して測定できないものがあり、品質のバラツキを確認するうえでの精度上もしくは運用上の問題が発生していることが明らかとなった³⁾。そこで、レオロジー定数は、PCグラウトごとに製造会社において適切な漏斗試験またはフロー試験を選定し、選定された試験方法で検査することとした。

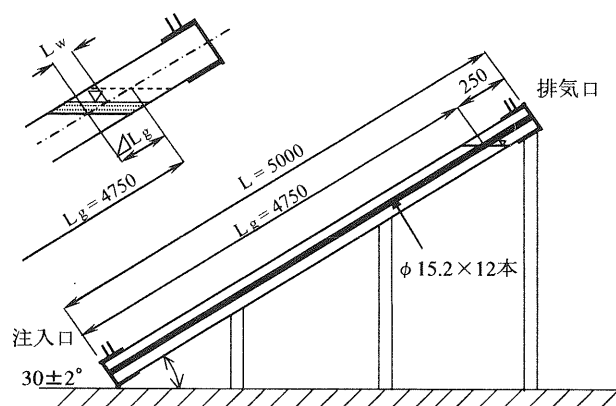


図-4 傾斜管試験の概要

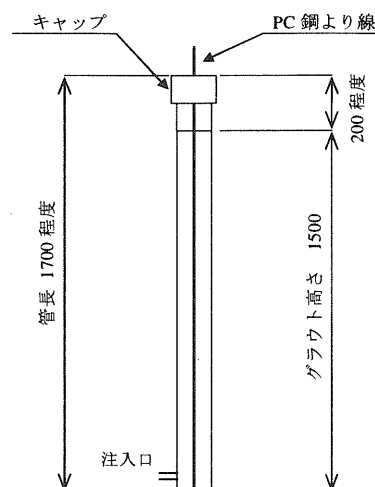


図-5 鉛直管試験の概要

一方、PCグラウトの品質に関しては、検査項目として材料分離抵抗性と単位容積質量を追加した。材料分離抵抗性は、図-4に示す傾斜管試験（旧日本道路公団がJHS 419-2004として採用）を実施して検査する。この試験は、海外でも基準化^{4,5)}が進められている最も厳しい試験で、PC鋼より線（ $\phi 15.2\text{mm}$ ）を12本挿入した5mの透明管を角度30度で設置し、この実際のダクトを模擬した透明管内に注入したPCグラウトの材料分離の有無を検査するものである。また、単位容積質量はPCグラウトの水粉体比を推定するために実施するものであり、標準マニュアルでは、検査精度が確認されている「簡易型枠を用いた容器法」などを実施して検査を行うことを規定している。

一方、ブリーディング率および体積変化率の検査には、従来からポリエチレン袋法（JSCE-F 532）が用いられてきたが、ここでは試験方法を鉛直管による方法に変更した。鉛直管試験（旧日本道路公団がJHS 420-2004として採用）は、傾斜管試験と同様に海外で基準化^{4,5)}が進められている試験で、図-5に示すようにグラウトの高さを1.0m以上にした鉛直管の中心にPC鋼より線を配置し、PC鋼より線が“ランプの芯”のようにブリーディング水を上昇させることによりブリーディングおよび沈下を促進させるものである。国内で市販されているPCグラウトを用いて鉛直管試験を実施した結果、ポリエチレン袋法ではブリーディングが観察されなかったものでも、鉛直管試験によるとブリーディングおよび沈下が発生することが確認された⁶⁾。そこで、ポリエチレン袋法に換えて、鉛直管試験を実施することとした。その他にも、標準マニュアルでは、ブリーディング率および膨張率試験として従来から規定されている容器方法（JSCE-F 533）について、マイクロメータの代わりに非接触型のレーザ変位計を用いて体積変化を計測すること⁶⁾を提案している。

以上のように、標準マニュアルでは、検査項目の追加および試験方法の変更により、PCグラウトの品質検査を強化している。しかし、全ての検査を施工現場で実施するのは合理的かつ経済的でない。そこで、fibマニュアル⁵⁾などを参考にすると同時に各検査の特徴を考慮し、施工計画段階前より継続的にPCグラウトの品質検査を実施することとした。表-5に示すように、製造会社による基準試験は、製造会社がPCグラウトの基本性能を保証するために実施するものである。工事ごとの基準試験は、設計などを実施して選定したPCグラウトの品質が、施工現場

でも確保できることを確認するために実施するものである。また、日常管理試験は、PCグラウトの品質が気象条件などによって変化するため、工事ごとの基準試験で確認したPCグラウトの品質が施工時に満足していることを、継続的に検証するものである。レオロジー定数、圧縮強度および塩化物イオン含有量は、試験により直接それぞれを検査できるので、各段階で試験を実施することとした。

残留空気が生じないことを検査する試験は、単位容積質量試験を実施して水粉体比を検査することを念頭におき、材料分離抵抗性能を検査する傾斜管試験と、ブリーディング率および体積変化率を検査する鉛直管試験を段階的に実施する。すなわち、製造会社の基準試験において実際のダクトを模擬した傾斜管試験や従来のポリエチレン袋法よりも厳しい鉛直管試験を実施し、各PCグラウトがノンブリーディングであることを確認する。また、製造会社は、ブリーディング発生水粉体比の規格値を傾斜管試験および鉛直管試験を実施して明らかにする。この結果に基づいて、施工計画策定時には使用材料および配合を決定するが、工事ごとの基準試験では、試験を施工現場で実施することを考慮し、傾斜管試験に比べて比較的容易に試験のできる鉛直管試験を実施する。日常管理試験では、試験頻度が多いことを考慮して鉛直管試験は行わず、グラウト注入前に単位容積質量試験を実施して水粉体比を測定し、その計測値がブリーディング発生の規格値以下で、施工計画で定めた水粉体比に対して許容範囲内であることを確認する。これと同時に、漏斗試験もしくはフロー試験の結果が所定の範囲内であることを確認し、グラウト注入作業を開始することとした。

従来から、PCグラウトの品質検査では、ポリエチレン袋試験を実施し、PCグラウトの品質により残留空気が生じないことを検査してきた。しかし、これらの試験は試験結果が判明するまでに3時間以上を要するため、漏斗試験による流下時間の計測結果のみをグラウト注入作業開始の可否を判定する基準としていた。すなわち、残留空気に関する検査は、事後検証にしかなり得なかった。これに対し、上記のように各試験を段階的に実施すると、比較的成本の高い傾斜管試験や鉛直管試験の試験頻度を低減しつつ、グラウト注入前の検査を強化することができるので、より精度の高い品質検査を実施することになるものと考えられる。

3.2.3 PCグラウト工の検査

プロセス検査の施工に関する項目を材料に関する検査項目と分離し、「PCグラウト工の検査」として規定した。項目としては、施工段階に応じて次のような内容とした。

- 1) PCグラウト施工計画の検査
- 2) 材料の受け入れ検査、シース施工確認検査
- 3) 定着部および接続部の組立ておよび配置の検査
- 4) 注入・排気・排出口の配置の検査
- 5) 製造工程の検査
- 6) 注入工程の検査
- 7) 注入・排気・排出口のあと処理の検査

3.2.4 PCグラウトの充てん検査

充てん検査は、一般に施工段階もしくは竣工段階に実施するが、従来から、排出側グラウトホースにPCグラウトが充てんされていることを目視で確認する「排気・排出口位置での充てん

検査」が適用されてきた。最近では、電磁波法、センサーをシース内面に貼付して充てん性を確認する手法、ファイバースコープ等による目視でのグラウト確認、超音波等により充てんを確認する手法等の非破壊検査手法が開発されている。これらの中にはグラウト延長の任意断面で検査を行えるものもあるが、現時点では、これらの非破壊検査手法の適用性や経済性に関して課題が残るため、すべてを非破壊検査に頼ることは困難である。そこで、プロセス検査や排気・排出口位置での充てん検査と非破壊検査手法を適切に組み合わせて実施し、プロセス検査の頻度を減らすなど検査の合理化を図ることを推奨している。

4. おわりに

今後建設される橋梁は、耐久性を確保して100年を超える長寿命化が求められている。本稿で解説したPCグラウトの設計施工指針は、耐久性を十分考慮した性能照査型指針で、世界でも類を見ない新しいものである。本指針が、我が国のみならず世界各国において、今後建設されるPC橋のさらなる発展に寄与することを切に願う次第である。

参考文献

- 1) 野島昭二、二井谷教治、小林俊秋、宮川豊章：PCグラウトの塩化物イオン濃度と鋼材腐食に関する実験的研究、第14回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.309-314、2005年11月
- 2) 徳光卓、野島昭二、山田一夫、宮川豊章：グラウト中の空げきが鋼材腐食性に与える影響に関する実験的研究、第14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、2005年11月
- 3) 山口光俊、細野宏巳、野島昭二、辻幸和：PCグラウトのレオロジー特性に関する統一試験、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論文集、pp.175-178、2004年10月
- 4) EOTA：Guideline for European Technical Approval of Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures, European Organization for Technical Approval, 2002
- 5) fib：Grouting of Tendons in Prestressed Concrete, fib bulletin 20, 2002
- 6) 岩永豊司、濱田譲、野島昭二、辻幸和：PCグラウトのブリーディング率および体積変化率の統一試験、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論文集、pp.171-174、2004年10月

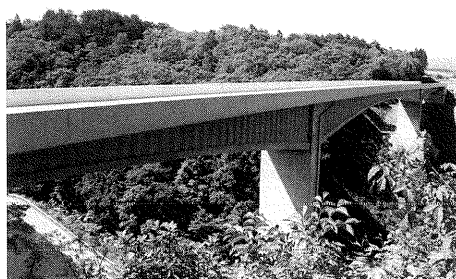
高速道路における複合橋梁の最近の動向

東日本高速道路(株) 東北支社 建設事業部 計画設計チームリーダー	紫 桃 孝一郎
中日本高速道路(株) 高速道路事業本部 建設事業部 技術チームリーダー	猪 熊 康 夫
中日本高速道路(株) 中央研究所 道路研究部 橋梁研究室長	本 間 淳 史
中日本高速道路(株) 中央研究所 道路研究部 橋梁研究室主任	大 城 壮 司
西日本高速道路(株) 関西支社 大阪技術事務所 技術指導第二課長	芦 塚 憲一郎

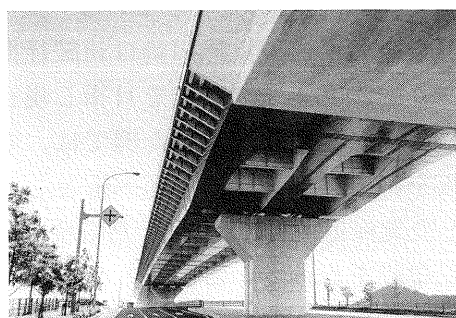
1. はじめに

最近の10年で高速道路におけるプレストレストコンクリート（以下PCという）橋の技術は大きく発展している。PRC構造や外ケーブル構造等の新技術・新工法を採用し、プレキャストセグメント構造においては広大な製作ヤードが確保できない都市内でも適用が可能になった¹⁾。また、PCグラウトの充填確認検査、繊維補強コンクリートや超高強度繊維補強コンクリートの適用等、積極的に新技術の開発・検討に取り組み、初期コストの低減と耐久性の向上を図ってきた。

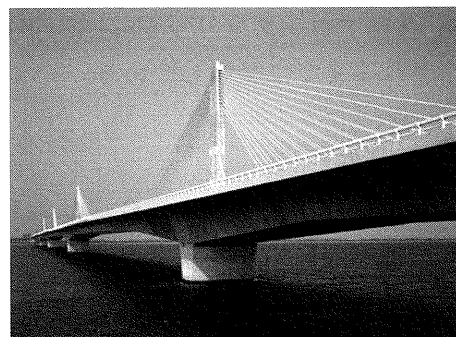
これら新技術・新工法のなかでも、近年特に発展したのは鋼・コンクリート複合構造である。これは、従来、鋼またはコンクリート単独で断面構成されていたものを、鋼とコンクリートを組み合わせたもので、大別すると合成構造と混合構造に分けられる。断面レベルで異種材料を組み合わせるものを合成構造、部材レベルで異種材料を組み合わせるものを混合構造とし、これらを総じて複合構造と呼称されている。鉄筋コンクリート構造やPC構造、鋼橋における合成げたもこの範疇にあり、複合構造は決して最近採用され始めた構造形式ではない。高速道路橋では、1990年に山形自動車の阿古耶橋で鋼鈑桁とRC橋脚との剛結構造が採用されているが、本格的に複合構造として橋梁へ採用され始めたのは近年であり、PC構造では、1999年に波形鋼板ウェブを用いた東海北陸自動車道 本谷橋、2000年に鋼桁を主体とし側径間のバランスを改善するためにPRC箱桁との混合構造とした四国横断自動車道 新川橋、2001年には連続PC桁を主体とし径間中央部の死荷重を軽減した伊勢湾岸自動車道の湾岸木曾川橋・湾岸揖斐川橋が完成しており、このあたりから複



図－1 東海北陸自動車道 本谷橋



図－2 四国横断自動車道 新川橋



図－3 伊勢湾岸自動車道
湾岸木曾川橋・湾岸揖斐川橋

合構造がPC上部構造へ採用され始めている。これらの合成構造および混合構造技術は第二東名高速道路の豊田アローズブリッジ(矢作川橋)に継承された。

最近では一般的な形式となった波形鋼板ウェブPC箱桁橋は、新潟県の新開橋で1993年に採用されたのが国内初であるが、現在では70橋を超える高速道路橋に採用されている。

このように、最近になって高速道路橋では様々な複合構造を採用してきている。本稿では、複合構造を採用するに当たって経験してきた設計や施工における検討事例を紹介する。

2. 波形鋼板ウェブ橋

2.1 変遷

波形鋼板ウェブPC橋は、フランスで開発されて以来日本でも注目され、1993年に国内で初めて新潟県の新開橋²⁾が2主箱桁の単純橋として、次いで、1996年に秋田県の銀山御幸橋³⁾が5径間連続橋として建設されている。高速道路橋では、1998年に3径間連続ラーメン形式の東海北陸自動車道 本谷橋(図-1)に採用されたのが最初であり、その後、活発な研究開発が行われ、2001年に建設された東九州自動車道 前谷橋や日本海沿岸東北自動車道 勝手川橋では、全外ケーブル構造で張出し架設が行われた。また、2004年には、張出し架設時に波形鋼板を先行架設してサイクルタイムの短縮化とワーゲン設備の簡素化を図った、東九州自動車道 津久見橋と第二名神高速道路 信楽第七橋が完成している。同工法を採用している北関東自動車道の鬼怒川橋は連続径間長1,000.5mの橋梁であり、2006年末の完成を目指し現在施工中である。同様に施工の合理化を図った例では、本体構造である波形鋼板を押出し架設時の手延べ桁として代用し仮設備を節減した北海道縦貫自動車道 鳥崎橋(図-15)が、現在押出し架設を行っているところである。これら積み重ねた経験によって、波形鋼板ウェブ構造はエクストラードード橋である長崎自動車道 日見夢大橋(2004年)や第二名神高速道路 栗東橋(建設中)、PC斜張橋の第二名神高速道路 豊田アローズブリッジ(2004年)などの長大橋梁に適用されるまでに発展している。

2.2 接合構造

波形鋼板と床版との接合部は最も重要な構成部材であり、種々の構造が開発され採用されている。国内で最初に採用された接合構造は、一般的な鋼橋で用いられている新開橋や銀山御幸橋の頭付きスタッド接合である。

高速道路で初めての波形鋼板ウェブ橋である東海北陸

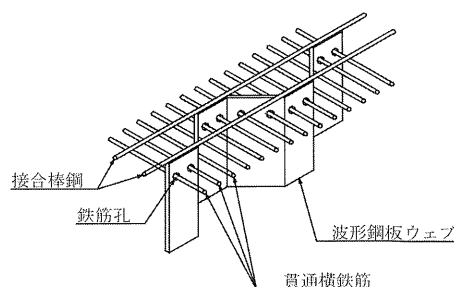


図-4 直接埋込み接合

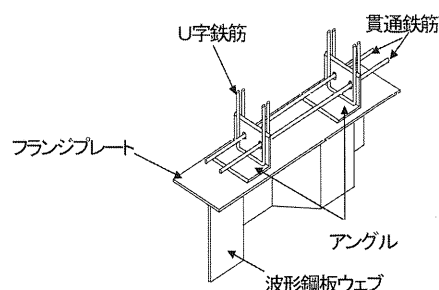


図-5 アングルジベル接合

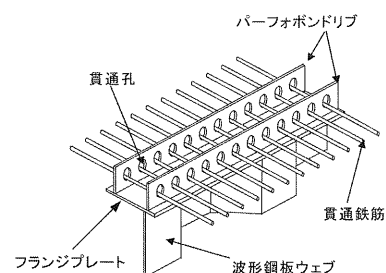


図-6 ツインパーフォボンドリブ接合

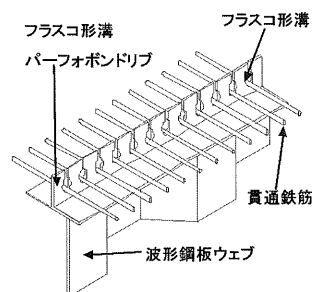


図-7 フラスコ型パーフォボンドリブ接合

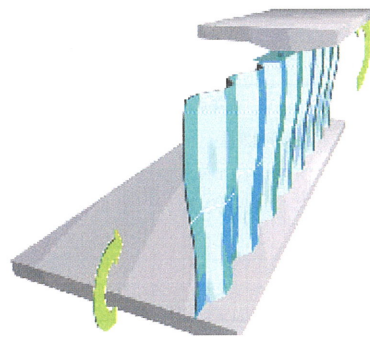
自動車道 本谷橋⁴⁾では、図－４に示す直接埋込み構造を採用している。これは、波形鋼板の端部に軸方向鉄筋をフレア溶接し、コンクリートジベル孔に貫通鉄筋を配置して直接コンクリート床版に埋め込む構造である。コンクリート床版に埋め込まれた波形鋼板の斜め方向パネル、溶接された軸方向鉄筋、およびコンクリートジベルがずれ止めとして作用することを利用したものである。この構造の特徴は、頭付きスタッド接合に必要なフランジプレートの溶接とスタッドの溶植作業が省略できることである。

次に、第二名神高速道路 鍋田高架橋や東九州自動車道 前谷橋では図－５に示すアングルジベル接合が採用された。本構造はフランスで実績のある構造であり、橋軸方向の水平せん断力に対してアングルが抵抗し、橋軸直角方向の曲げ挙動に対してはU型鉄筋と貫通鉄筋が抵抗している。

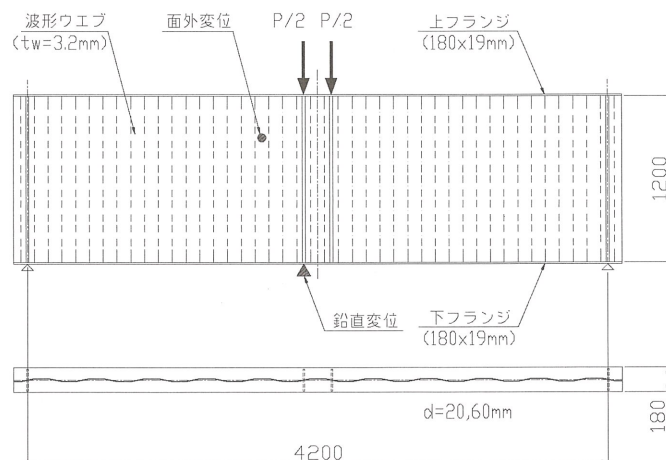
最近では、北海道縦貫自動車道 遊楽部川橋⁵⁾や第二東名高速道路 豊田東ジャンクションCランプ第二橋⁶⁾で図－６に示すツインパーフォボンドリブ接合が採用されている。これは、波形鋼板にフランジプレートを溶接し、そこに橋軸方向に２枚の孔空き鋼板を溶接した構造であり、橋軸方向の水平せん断力に対しては、孔のコンクリートと孔に貫通させた鉄筋で抵抗し、橋軸直角方向の曲げに対しても、孔のコンクリートと孔に貫通させた鉄筋で抵抗するものである。この構造の原理であるパーフォボンドリブ接合は、レオンハルト⁷⁾らによって提案された構造であり、せん断耐荷機構や疲労耐久性に優れていると報告されている。なお、豊田東ジャンクションCランプ第二橋の下床版との接合部には、図－７に示す床版の配筋の施工性を向上させたフラスコ形のパーフォボンドリブ接合が採用された。

2.3 座屈特性⁸⁾

当初の波形鋼板ウェブの座屈安全性の照査は、局部座屈、全体座屈を個別に取り扱い、弾性座屈強度をもとに照査が行われていた。全体座屈については、Easleyの式による弾性座屈強度に対して、非弾性域を考慮した算定式も提案されていたが、局部座屈と全体座屈が同時に発生する連成座屈挙動については当時は研究段階であった。そこでまず、波形鋼板ウェブの変形状確認のために、



図－８ 波形ウェブ橋変形挙動



図－９ 解析モデル

有限変位解析と微小変位解析の比較を行い、次に、有限変位解析に基づいて実験モデルを選定し、耐荷力実験を行い解析の妥当性を確認した。

波形鋼板ウェブに面内曲げモーメントが作用すると、図-8に示すような挙動を呈す。そこで、図-9に示すモデルを使用して、弾塑性有限変位解析、弾性有限変位解析、弾性微小変位解析を行った。

結果を、図-10、11に示す。波高(=d) 20mmのモデルにおいて鉛直方向変位に関しては、座屈に至るまではほぼ線形挙動を示したが、面外方向変位を見ると、荷重レベルの低い範囲から、弾性微小変位より大きくなる。波形鋼板ウェブは顕著な有限変位挙動を示す構造であるのがわかる。

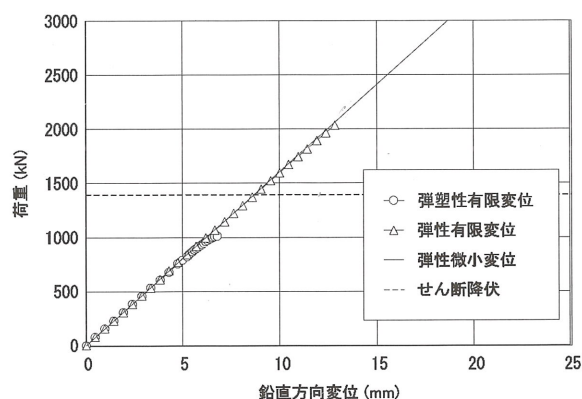


図-10 鉛直方向変位(d=20mm)

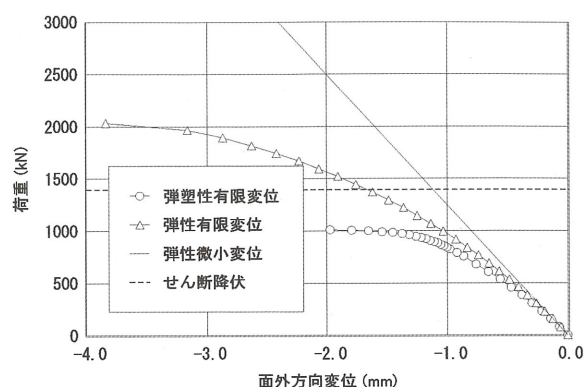


図-11 面外方向変位(d=20mm)

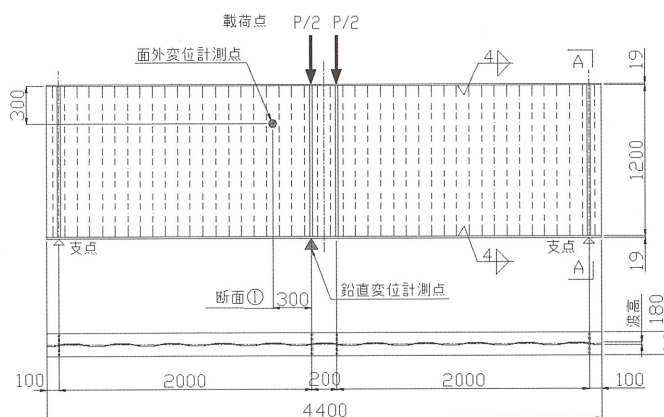


図-12 実験供試体

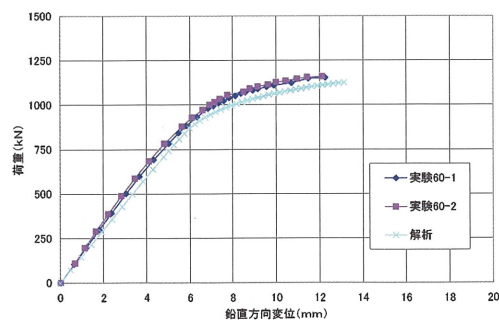


図-13 波高60mm鉛直方向変位

波形鋼板の耐荷力実験では、事前に行った有限変位解析によるパラメトリック解析の結果および波形鋼板ウェブの製作性を考慮し、板厚 $t=3.2\text{mm}$ の実験供試体に対して、波高20,30,60mmの3種類を使用した。図-12に実験供試体を示す。波高60mmの供試体の実橋で用いられている形状のほぼ1/4モデルである。

この実験により、座屈荷重、鉛直方向変位、面外方向変位について解析値と実験値がよく一致していることを確認している。本実験で得られた結果から、図-13に波高60mmの鉛直変位を示す。

このような実験検討により、鉛直方向変位はいずれの波高においても線形性が見られるが、面外方向変位は、波高の小さいものにおいては荷重の低い部分で非線形性が現れ、変形量が大きくなることがわかった。また、耐荷力実験と有限変位解析がよく一致していることから、波形ウェブ橋の耐荷力を検討する際には、有限変位解析による解析を行えばよいことが得られている。

2.4 新たな展開

(1) 張出し架設工法の省力化⁹⁾

張出し架設において、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、東九州自動車道 津久見川橋と第二名神高速道路 信楽第七橋、北関東自動車道 鬼怒川橋において、架設サイクルの短縮と施工の合理化を図るために、波形鋼板ウェブの利点を活用した以下の手法を採用している。

- 1) 波形鋼板ウェブを先行架設し、フランジ・ウェブを既設桁と接合し剛性を確保して、架設材として利用した。
- 2) 吊り支保工と足場が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¹⁾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み、架設サイクルのネックにならないようにした。

施工サイクル手順を図-14に示す。本工法の採用により、従来の張出架設サイクルに比べ6割程度への短縮が可能となった。

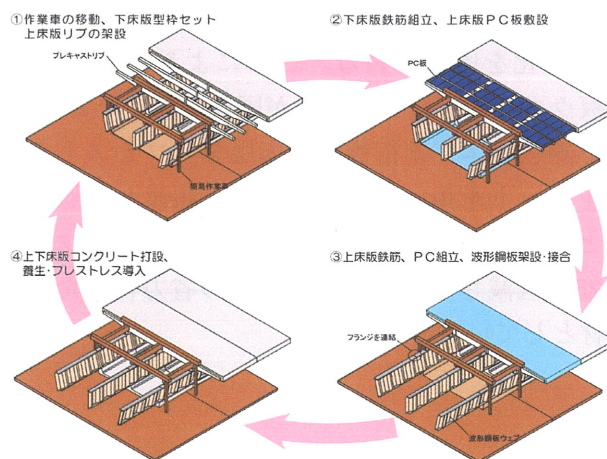


図-14 施工サイクル手順（信楽第七橋の例）

(2) 押出し架設工法の省力化

北海道縦貫自動車道 鳥崎川橋⁹⁾では、波形鋼板を押出架設時の手述べ桁として代用することにより、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上フランジを接合して引張耐力を確保し、圧縮力に対してはコンクリートにより下フランジを補強しているが、軽量化を図るために超高強度繊維補強コンクリートを採用した（図-15）。

また、全外ケーブル構造による架設ケーブルは、架設完了後に主ケーブルとして転用を図っている。

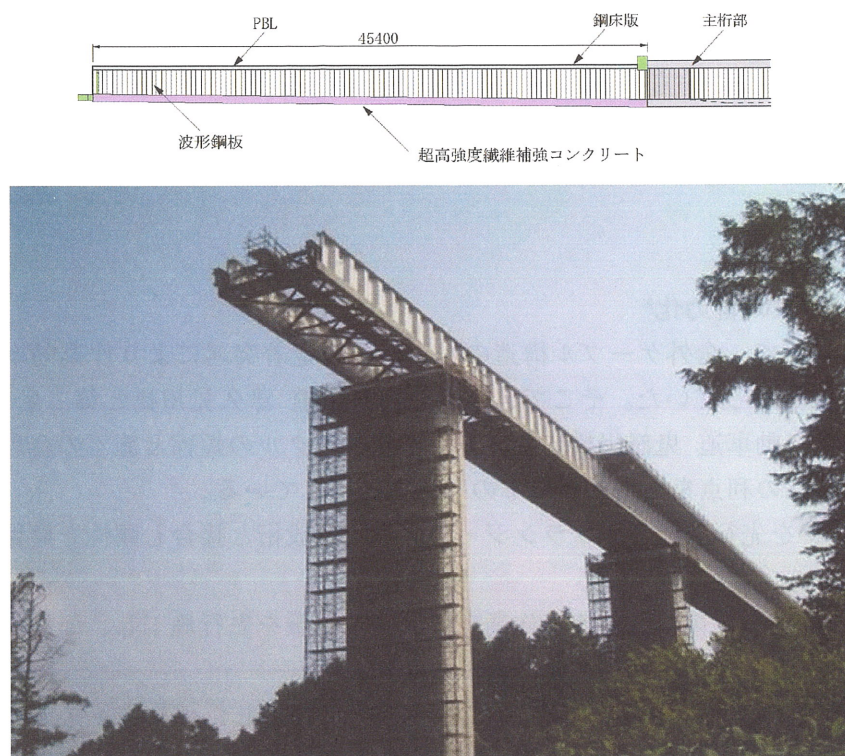


図-15 鳥崎川橋の押し出し架設状況

第二東名高速道路 桂島高架橋¹⁰⁾では、大断面PC箱桁橋の押し出し架設における経済性向上を目的に、リブ・ストラット付断面の一室箱桁構造による軽量化(図-17)、波形鋼板ウェブによる軽量化(図-18)、架設時は張出し床版部を除く主桁断面で押し出すことによる軽量化(図-19)と、徹底的に軽量化を図っている。これにより、本橋は押し出し架設工法によるリブ・ストラット付波形鋼板ウェブ箱桁橋という我が国初の構造を有した橋梁となっている。

主桁断面は、従来の波形鋼板ウェブ箱桁橋の上床版をリブとストラットによって支持する構造としている。リブとストラットを用いることにより、張出し床版を長くすることができ、箱桁の底版幅を狭くすることが可能となる。こうして波形鋼板ウェブを用いることによる重量低減効果も加えて死荷重を25%低減させた。また、施工の省力化のためにリブとストラットは工場製作のプレキャスト部材としている。

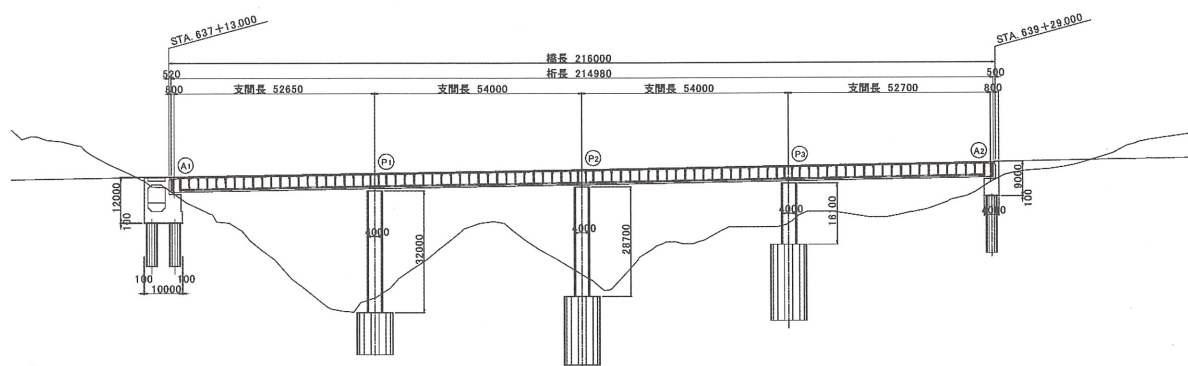


図-16 全体一般図

主桁は断面方向に分割して製作し、押出し架設は張出し床版を除いた主桁断面(=コア断面)にて行う工法を用いることにより、PC箱桁を全断面にて押出し架設を行う場合と比較して、架設時の主桁重量が50%に低減できた。軽量化により、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費や、架設時に必要なPC鋼材量を大幅に低減させることも可能となった。

上床版は前述した第二名神高速道路の古川高架橋¹⁾などと同様に、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して構築する工法を用いた(図-20)。張出し床版部は押出し架設完了後に架橋地点で構築することとなるが、クレーンによりPC板を敷設した後は、妻型枠の設置とコンクリート打設のみの作業であり、架設作業車などの設備は不要である。

また、本橋では図-21に示す要領で、押出し架設終了後、架設ケーブルの位置を変更し、完成ケーブルに転用する工法を採用した。本工法の採用により架設ケーブルと完成ケーブルを合わせた総ケーブル量を約40%減じている。



図-19 コア断面による押出し架設

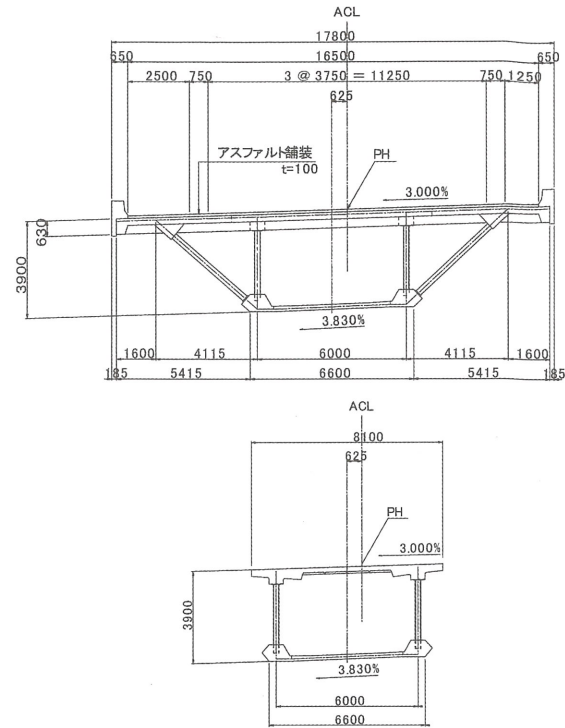


図-17 主桁断面図

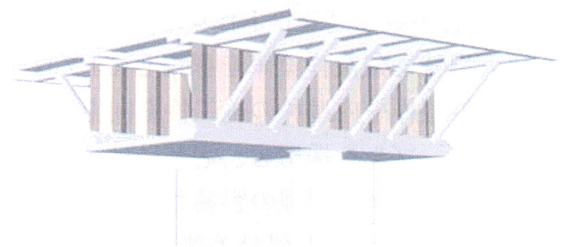


図-18 リブ・ストラット付き波形鋼板ウェブ箱桁

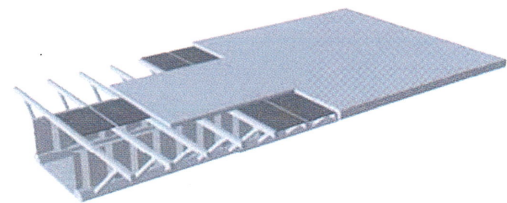


図-20 上床版の構築方法

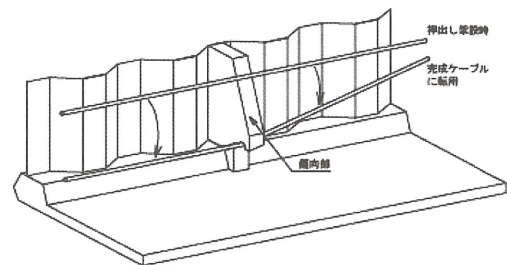


図-21 架設ケーブルの転用方法

3. エキストラードーズド橋

3.1 長崎自動車道 日見夢大橋¹¹⁾

(1) 橋梁概要

日見夢大橋は、JR長崎駅から東へ5kmのところに建設された3径間連続エキストラードーズド橋である(図-22)。主桁に波形鋼板ウェブを採用した合成構造であり、この形式を吊橋構造に採用した世界初の橋梁である。また、中央支間長が180mであり、国内でも最大級のエキストラードーズド橋となる。図-23、24に一般図と断面図を示す。

本橋の特徴は以下の通りである。

- 1) 主桁断面に波形鋼板ウェブを採用したエキストラードーズド形式とした。
- 2) 斜材の鉛直分力を適切に波形鋼板に伝達する機構として鋼製ダイヤフラム構造を採用し、あわせて主桁のねじり剛性を補剛し、ゆがみ変形を防止する構造とした。
- 3) 主塔の斜材定着構造部材に鋼殻を採用し、施工性を考慮して、その接合面を面タッチとした。
- 4) 交通量の多い国道上を横過するため、斜材には工場製作ケーブルを採用し、張出し施工途中のPE管架設やグラウト作業をなくした。
- 5) 超大型特殊架設作業車を採用して1ブロック長を6.4mとして、斜材ピッチも同様とすることで、外型枠や内型枠の施工性を向上させた。
- 6) 全外ケーブルを採用し、端部にはテンドンギャラリーを、桁内および主塔検査路には桁内照明を設け、維持管理の容易さを追求した。

本橋の主桁断面図と斜材着部付近の詳細を図-25に示す。

斜材定着部の設計方針は以下の通りである。

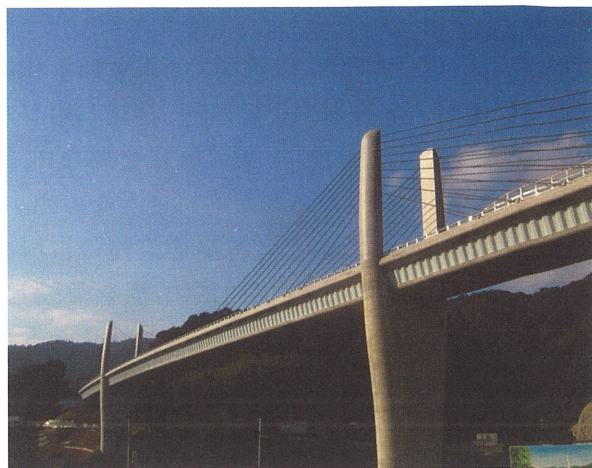


図-22 長崎自動車道 日見夢大橋

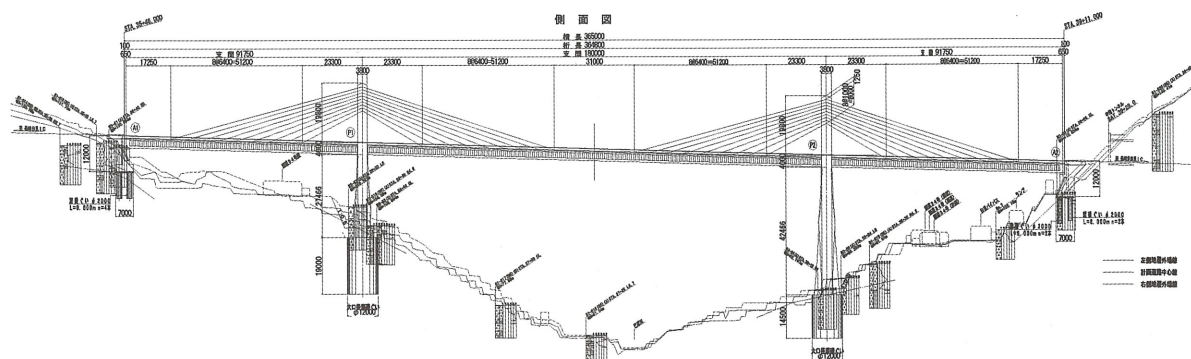


図-23 日見夢大橋一般図

- 1) 斜材の鉛直分力は鋼製ダイヤフラムで負担する。
- 2) 斜材の水平分力はコンクリートで負担する。
- 3) 鋼製ダイヤフラムから波形鋼板へせん断力を伝達する両者の接合は溶接接合とする。

本構造は、構造の確認のため事前に1/2モデル実験を実施し、安全性を確認している¹²⁾。

(2) 施工

柱頭部の施工は、橋脚形状が複雑に変化していること、超大型特殊架設作業車の採用によって柱頭部の長さが18.4mと長いことから支保工施工とした。また、柱頭部はコンクリートボリュームが425m³となるため、2ロットに分割して施工を行ったが、支保工高さが約40mにおよび、また橋脚からの張出し長さは7.5mとなったため、支保工の沈下が懸念された。そこで上床版打設時に下床版に仮設PC鋼材を配置してPRC構造とし、柱頭部施工完了後、配置したPC鋼材は撤去した。

主塔の鋼殻は、工場で切削加工後、現地で組み立てた。工場出荷前に仮組立を実施しその精度確認を行っている。このため架設地点では、工場仮組立時に打った罫書き線をあわせるだけで良く、片側主塔10個の鋼殻を最大3mmの誤差で架設することができた。ちなみに、10個の鋼殻架設に要した時間は約8時間であった(図-26)。

鋼殻部を除く主塔の打設高さは5.4mとしたが、鋼殻部については、コンクリートが確実に充填されるように2.7m毎に施工した。また、斜材の緊張による引張応力や乾燥収縮に起因するひびわれを防止する目的から、膨張材を30kg/m³置き換えしたコンクリートを使用するとともに、図-27に示す主塔橋軸方向中央部に50cmの後打ち

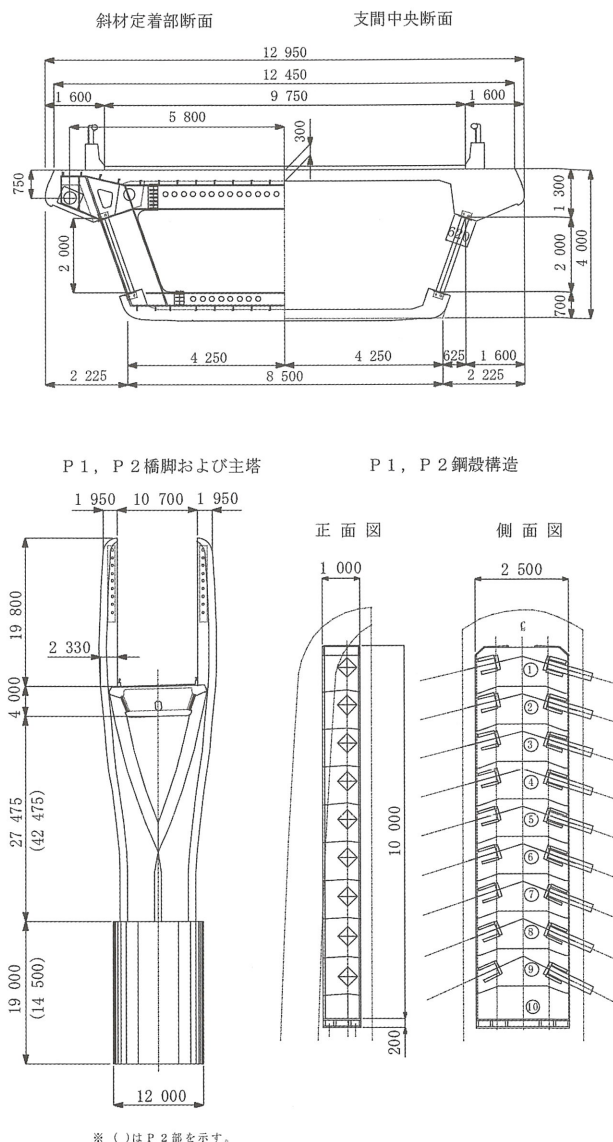


図-24 断面図

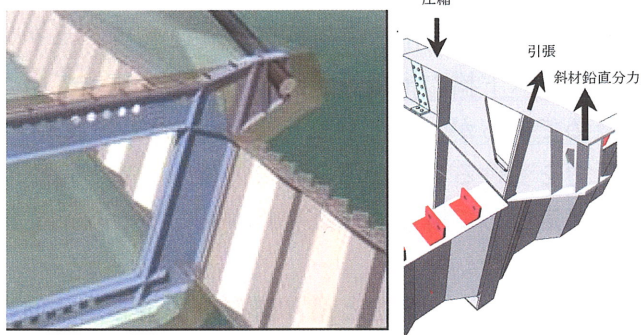


図-25 主桁断面図と斜材定着部付近の詳細

部を設けた。

主桁の架設作業車構造は、波形鋼板ウェブ構造および国道上・民家上を横断する施工となるため、以下の機能を設けた。

- 1) 波形および斜材架設のための吊設備の設置。
- 2) 下り勾配への対応、国道上の移動時安全確保のため、油圧ジャッキによる推進工法を採用。
- 3) 架設作業車後退時に斜材と干渉しないよう横梁を分割可能とした。
- 4) 国道上防護のため、排水処理機能つき完全防水型作業床の採用（図-28）。
- 5) 国道横断部へのアサガオ設置。
- 6) 波形吊り装置として2.8t吊り電動チェーンブロックを2台配置。

なお、本橋は交通量35,000台／日の国道34号上を横過するため、道路管理者との協議の結果、国道上の作業車移動は夜間0時～6時の間に行うこととし、1ストローク（50cm、約2分間）ごとに通行止めをして移動した（図-29）。

コンクリートの打設においては、当初より波形下フランジ部に気泡が生ずることが懸念されたため、フランジ下側の充填性確認試験を実施した。確認事項は、スランプ12,15,18cmをパラメータとして、ワーカビリティ、充填性、気泡の発生状況などである。試験の結果、スランプに関係なく、気泡の発生率は単位面積当たり5～6％程度となったが、気泡の連続性などから、スランプ15cmを選定した。また、少しでも気泡を抑制するために、空気孔をフランジに設けることとした。

側径間の施工では、床版温度差や斜材温度差による桁変形が約30mmと予想された。これは、エクストラード橋の桁剛性が通常の桁橋に比べて小さいためであるが、この変形を抑えるために約250kNの反力を受ける必要があり、この変形拘束と桁下空間を農道として解放する必要性からブラケット支保工を採用した。

波形鋼板ウェブ構造と吊り構造を併用した前例の無い構造物の施工にあたり、1/2モデル実験や風洞実験などを実施して施工を開始し、平成15年12月に無事橋体を完成することができた。



図-26 鋼殻の架設状況

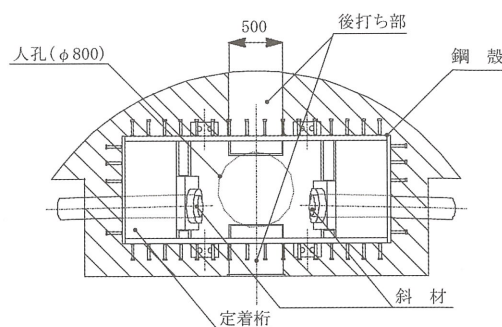


図-27 主塔鋼殻部断面図



図-28 作業床の防水



図-29 夜間移動状況

また、橋体完成後に振動実験を実施しており、既往の式により、振動特性が推定可能であるという知見¹¹⁾を得ている。

3.2 第二名神高速道路 栗東橋（仮称）¹³⁾

(1) 橋梁概要

栗東橋は、大津JCTと信楽ICの間に位置し、琵琶湖の南端から約10kmの湖南アルプスといわれる急峻な山岳地帯を通過する橋長555m、橋脚高65mの長大橋である。周辺は、地形が急峻な上、貴重な植物が多く生育していることから、最大支間が上り線170（下り線160）mのエクストラードーズド部を含む4（5）径間連続波形鋼板ウエブPCエクストラードーズド橋を採用している。高橋脚となる柱は、高強度コンクリート（ 50N/mm^2 ）と高強度鉄筋（USD685）を使用している。また、橋梁形状の決定においては景観設計を行ない、図-31に示すBRIDGE IN FLIGHTをコンセプトとしたデザインを採用し、地域性や周辺環境との調和に配慮してカラーコンクリートを使用している。



図-30 栗東橋施工状況

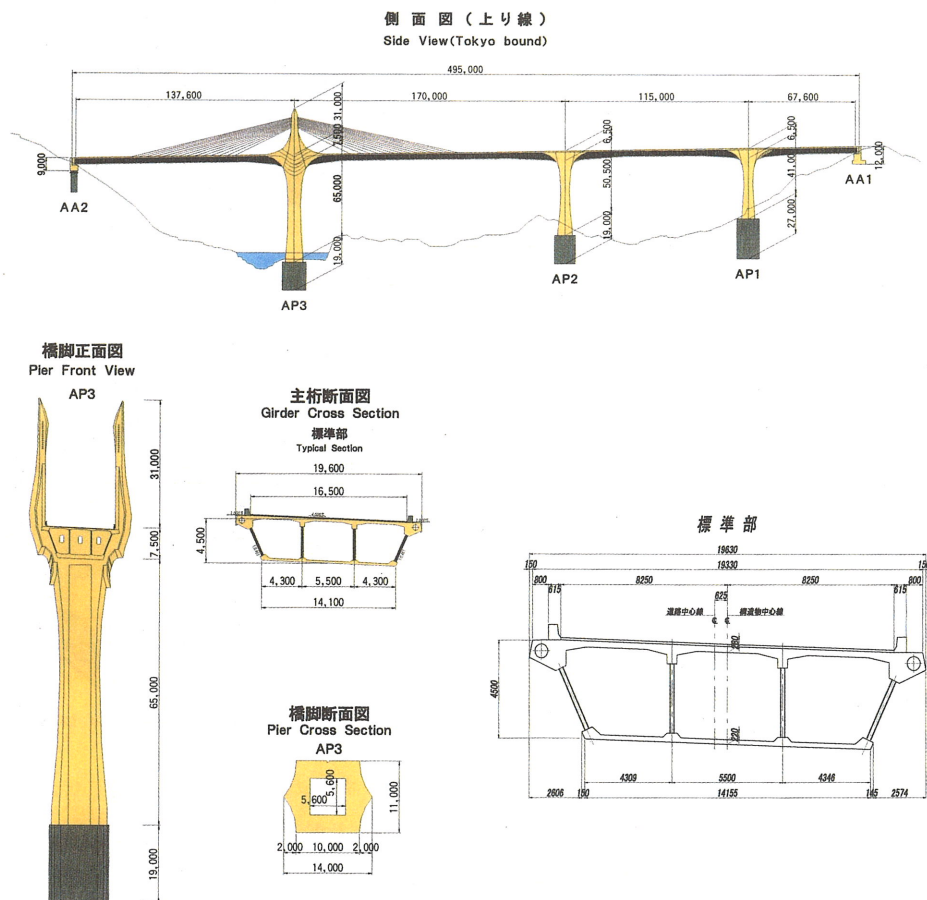


図-31 橋梁一般図（上り線）および標準断面図

(2) 設計

高強度鉄筋・高強度コンクリートを組み合わせた部材の構造性能のうち、曲げ耐力及び変形性能については、一般的なRC部材と同様な手法で評価できることが、既に土木学会コンクリート標準示方書等に明記されている。一方、せん断耐力については、高強度材料の組み合わせにおける実験結果が少ないこともあり、コンクリート標準示方書においては、せん断補強筋を持たない棒部材としてのせん断耐力 V_c に上限値が設定されている。また、せん断補強筋の受け持つせん断耐力 V_s に関しては、修正トラス理論の成り立つ範囲として、せん断補強筋の設計降伏強度の上限値が 400N/mm^2 に設定されている。そこで本橋において使用されるUSD685鉄筋と設計基準強度 50N/mm^2 のコンクリートを組み合わせた棒部材のせん断耐力を把握することを目的として、試験体を製作して載荷試験を実施している。

この結果、曲げ耐力に関しては、高強度材料を用いても普通強度材料を用いた場合と同様に扱うことができ、せん断補強筋の受け持つせん断耐力 V_s については、修正トラス理論により設計降伏強度の上限値を 685N/mm^2 として評価できることを確認している。

(3) 上部工の施工

大型架設作業車を用いて、4主桁からなる標準ブロック長 4.8m 、張出しブロック数20ブロック、最大張出し長 108m の張出し施工を行っている。波形鋼板ウェブのせん断変形がたわみに与える影響は解析により十分に小さいことを確認しているが、同桁高のコンクリートウェブと比較すると、曲げ剛性が小さいためたわみ量は10%程度大きくなった。

図-32に示す高さ約 10m の主塔鋼製定着体は、荷役設備の能力(12t)から4分割とし、接合面はメタルタッチ併用摩擦接合継手とし、鋼製定着体の板厚および高力ボルト本数の低減を図っている。

第6ブロック以降の斜材定着ブロックでは、図-33に示す波形鋼板ウェブとダイヤフラムが一体化されたパネルと波形鋼板のみのパネルとに分割して架設した。鋼製ダイヤフラムは運搬のため8ピースに分割されており、部材間の接合は高力ボルト接合を用いている。

斜材には工場製作のEDアンカーケーブル $109\phi 7$ を使用している。斜材の緊張は、桁側定着体の先端にテンションロッドを接合し、センターホールジャッキで約 400tf の緊張力を与え、シムプレートにより張力を調整している。

側径間閉合部の施工では、波形鋼板を先行架設し、施工時荷重を波形鋼板ウェブ桁で支持する方法を採用している。これにより、大型架設機材を必要とせずコスト削減が可能となった。また、橋台までを早期に連続することから、施工時のアンバランスモーメントやたわみも低減することが可能となった。

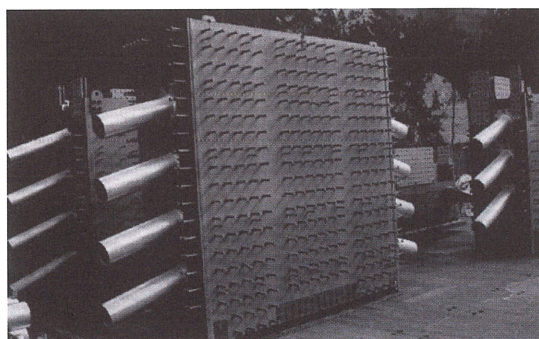


図-32 主塔鋼製定着体

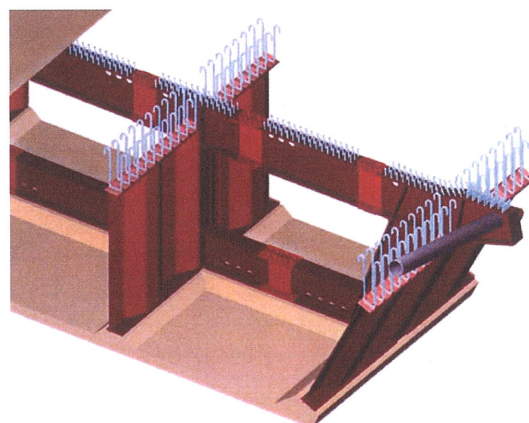


図-33 鋼製ダイヤフラム

4. PC斜張橋

第二東名高速道路 豊田アローズブリッジ (矢作川橋)¹⁴⁾ は、第二東名高速道路と東海環状自動車道の共有区間となる豊田JCTと豊田東JCT間の一級河川矢作川に架橋された4径間連続複合斜張橋である。本橋は、最大支間長が235.0mになることから斜張橋形式を採用し、さらに、軽量化による工費節減を目指して、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）と、鋼床版箱桁（河川部）との混合構造も採用している。また109.6mにおよぶ主塔を工費節減からコンクリート製としており、主桁および主塔のコンクリートには、設計基準強度60N/mm²の高強度・高性能コンクリートを採用している。



図-34 第二東名高速道路 豊田アローズブリッジ

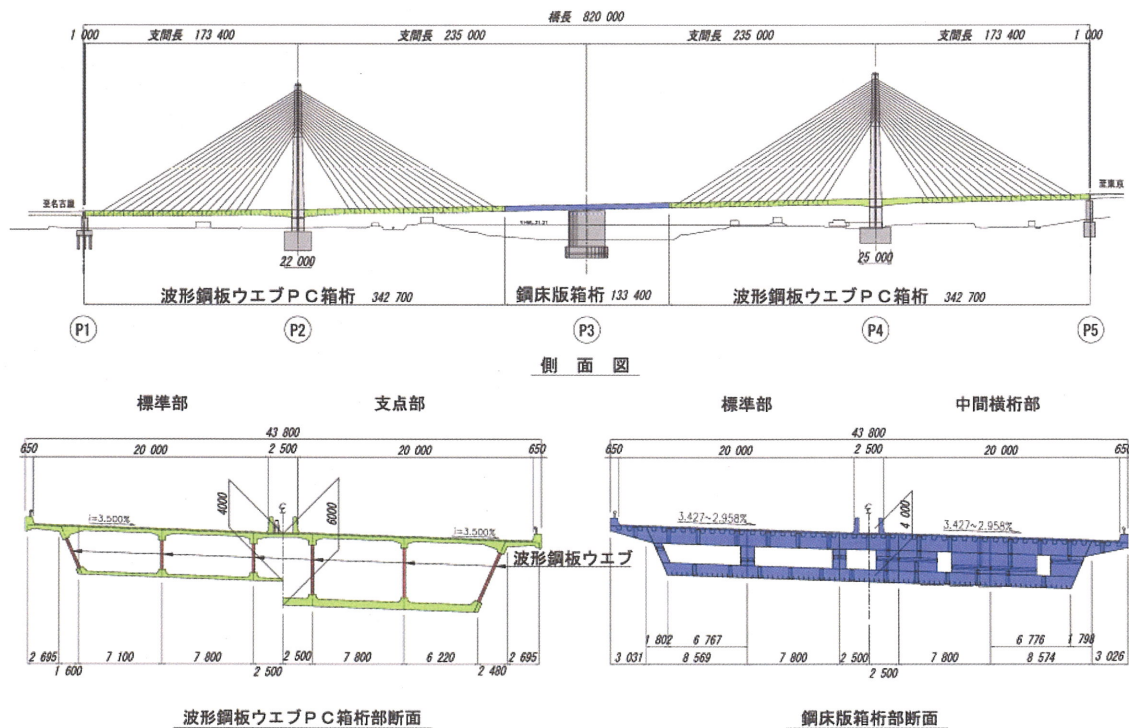


図-35 一般図

本橋は、総幅員43.8mの主桁を超大型の移動作業車を用いてブロック長8.0mで張出し架設を行うため、能力約450tmのフレーム6基を用いた超大型移動作業車(図-36)を使用した。この移動作業車には波形鋼板などの鋼部材や資材の吊り降ろしに対応できるように、開閉式の屋根を設けると共に屋根は採光のために半分をポリカーボネイト製とした。移動作業車の組立ては各部材の重量と作業半径を考慮して300t級のトラッククレーン2台を使用した。超大型移動作業車を用いた張出し架設の施工サイクルは、実稼働平均16日で、最短サイクルは13日であった。

通常の張出し施工では、上下スラブの組立てとコンクリート打設は同時に実施される。今回は次の2点の理由により、波形鋼板と下スラブを一体化した後、下スラブに支保工を組み立てて上スラブを施工する分割施工とした。

- 1) 斜材定着部(図-37)には、橋軸直角方向の全幅に鋼横桁が配置されるため、従来使用していた移動式上スラブ受梁の設置が出来ない。
- 2) コンクリート数量が、下床版 100m^3 、上床版 200m^3 と多く、両側張出し部を同時打設すると 600m^3 にもなり、打設時間制限やプラント確保に支障をきたす。

分割施工時の課題点は、先に施工した下スラブと波形鋼板が上スラブコンクリート荷重を負担してしまう事にある。そのため、移動作業車前面で下床版型枠を吊り上げているPC鋼棒に油圧ジャッキにより上スラブコンクリート荷重分のプレストレスを与えて、波形に生じる2次応力の発生を解消した。

コンクリートは、温度応力解析から決定された普通セメントを用いた設計基準強度 $60\text{N}/\text{mm}^2$ のものを使用した。地上に配置した高压仕様の定置式ポンプ車から、橋面上に配置した打設用のブーム車までを配管し、打設を行った。緊張時のコンクリート強度確認に用いる供試体は、打設部位の中で温度上昇の最も遅い部位に熱電対を設置し、その温度と同様の養生温度を再現する追従養生装置を用いて養生した。

張出架設終了後、側径間、中央径間の順で閉合したが、側径間側は、工程短縮のため端横桁部の 4.7m を張出架設中に先行架設しておき、張出側の最終ブロック架設終了後に端横桁部との間 3.2m を吊り支保工により閉合した。

張出側主桁の挙動を抑える制振工は以下の2点に留意している。

- 1) 上下の抑えとして、張出先端部に支柱式支保工を設置するとともに、橋面上には 200t クレーンと鉄板をカウンターウエイトとして使用。
- 2) 桁の伸縮に対しては、H形鋼による突っ張りやPC鋼材による引張りで固定(図-38)。

閉合部の波形鋼板形状は、施工時に生じている温度変化、弾性収縮、各工程で生じるたわみ変化による接合面の回転などを事前に計測して決定した。コンクリートは、下スラブ・上スラブ同時に打設を行い、コンクリート強度発現後直ちに緊張を行い閉合部と張出架設部を一体化している。



図-36 組立中の超大型移動作業車

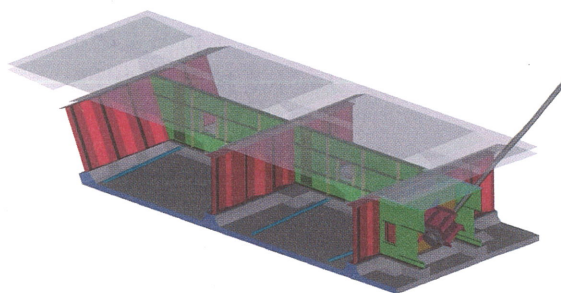


図-37 斜材定着部



図-38 側径間閉合部の施工状況

5. 鋼・コンクリート複合アーチ橋

第二東名高速道路 富士川橋は、一級河川富士川河口より約7 km上流に架かる高速道路橋である。本橋は、路面を支える桁（補剛桁）を鋼製、アーチ本体をコンクリート製とした我が国初の鋼・コンクリート複合アーチ橋で、アーチスパン265mはコンクリートアーチとして日本最大である。図-40に一般図を示す。

補剛桁には軽量化のためにPC床版鋼連続合成2主桁を採用した。鋼桁については亜鉛・アルミ合金溶射およびフッ素塗装により防錆処理を施し長期耐久性を確保している。

耐震性と維持管理性に配慮し、アーチクラウンおよび脚高の高い鉛直材は、鋼桁と孔あき鋼板ジベルによって剛結した構造とした。設計では、3次元FEM解析により構造詳細を定め、1/4モデルによる性能確認試験¹⁵⁾により安全性を確認している。

補剛桁に鋼2主桁を採用することにより自重軽減が図られ、アーチリブおよび下部工の断面力が低減し、さらに、アーチリブに高強度コンクリート（ $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ ）を用いることにより小断面化を図っている。

さらに合理的なアーチリブ断面を実現するために、次の方法により小断面化、軽量化を図っている¹⁶⁾。

- 1) 張出し架設時は、ひび割れ幅を制御したPRC構造として設計。
- 2) 断面形状は、張出し用鋼材等の架設材の配置からではなく、完成系で必要な断面だけを確保。
- 3) 架設工法は、ピロン・仮支柱を併用した斜吊り材による片持ち張出し工法を採用し、ウェブ幅を厚くするメラン材は使用しない。
- 4) アーチリブの幅員は、床版幅ではなく主桁間隔により決定。

一般的なピロン工法ではピロンをエンドポスト上に構築することが多いが、本橋では富士川河川内に工事用道路を造成することが可能であったため、そこに仮支柱を構築し、アーチリブを挟んでその上方にピロンを構築する方法を採用した¹⁷⁾。これにより、実質的な片持ち張出し長が短くなり、かつ施工管理の精度を高めることが可能となった。本橋の架設手順を図-41に示す。

アーチを全体で55のブロックに分割し、両岸から張出し架設した。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、斜吊り材により前後バランスを取りながら、アーチを張出した。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6千 m^3 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。また、アーチリブは鉄筋コ



図-39 第二東名高速道路 富士川橋

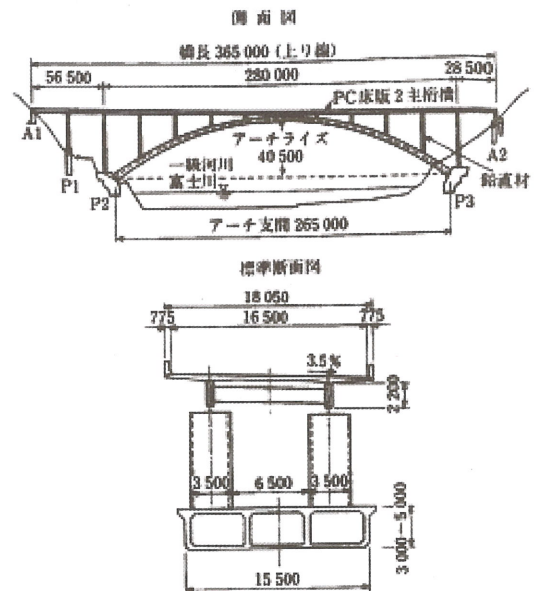


図-40 全体一般図

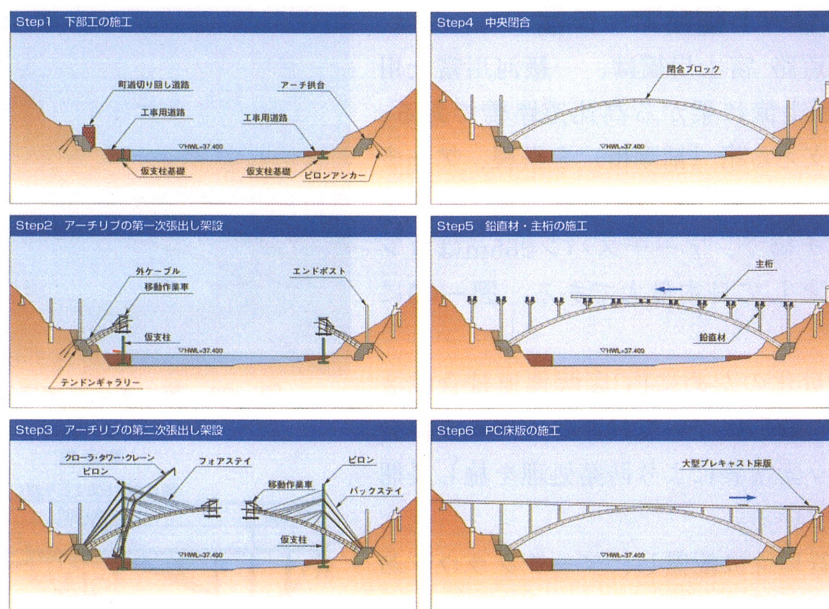


図-41 施工手順図

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。また、 $\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ の高強度コンクリートを使用しているため、実施工に先立ち実物大試験および締固め試験を実施し、コンクリートの品質、打設方法、施工性等の確認、および締固めの均質度確認などを行っている。

補剛桁の架設は、隣接するトンネル（全長400m）内で桁全長を組み立てた後、送出し架設により施工した。これにより、鋼桁の組立と送出し架設を独立して行うことができたため、アーチリブ上の架設準備が完了するのと同時に桁全長を送出すことが可能となった。

床版にはコンクリートの品質向上のためにプレキャストPC床版を採用しており、A1橋台背面のヤードで製作した後、揚重、運搬、設置の全ての機能を備えた架設作業車を使用して敷設した。床版目地の打設にあたっては、縮小モデルで打設試験を行い、コンクリートの配合、ループ継手部への充填性などを確認している。

これらの取組みによって、通常のコンクリートアーチ橋と比較して自重で約40%の軽量化となり、約20%のコスト削減を実現し、また、耐久性にも優れた橋梁としている。



図-42 補剛桁の送出し架設



図-43 プレキャストPC床版の施工

6. 鋼・コンクリート複合トラス橋

第二東名高速道路の猿田川橋・巴川橋は、静岡市北部に位置する世界で初めての連続ラーメン形式のPC複合トラス橋であり、巴川橋の最大支間長119mはPC複合トラス橋では世界最大である。

主桁断面は、広幅員（有効幅員16.5m）の上床版に対して、斜ウエブとして下床版幅を8mとすることで下部構造の小規模化を図っている。

また、図-45に示すように、上・下床版と鋼トラス材の接合部には、コンクリート梁を橋軸方向に配置した。これは鋼トラス材の定着部であるとともに、床版の支持条件を格点部における不連続支持から連続支持として、床版設計における支間方向を明確にしたものである。

上下床版と鋼トラス材との接合部である格点構造は、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ことから、以下の性能を求めている¹⁸⁾。

- 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) 張出し架設における上げ越しに容易に対応できること。
- 3) 大規模地震時には、鋼トラス材の軸力が交番する部位があるため、引張力と圧縮力と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において、より耐久性に優れた構造であること。

これら要求性能を満足する格点構造として、二種類の構造を開発した。それぞれの特徴は以下のとおりである。

① 二重管格点構造（図-46）

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。

② 二面ガセット格点構造（図-47）

ガセットを使用した格点構造は、鋼トラス橋の格点部としても一般的な構造であるが、本橋



図-44 第二東名高速道路 猿田川橋

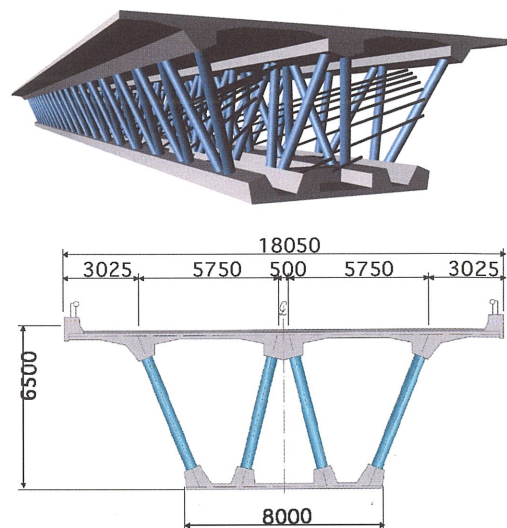


図-45 断面図および断面パース図

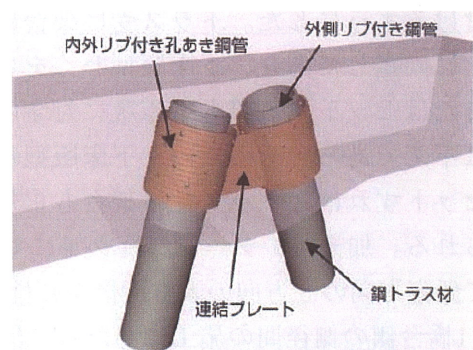


図-46 二重管格点構造

にそのまま用いた場合、添接板が非常に大きくなり景観と施工の両面で劣る構造となる。そのため、高力ボルトによる2面摩擦接合を用いてボルト本数を低減し、パーフォボンドリブなどのずれ止め機構を組み合わせてガセット部をコンクリート梁内に納める、などを特徴としたコンパクトなガセット格点構造とした。本構造は、鋼部材のみで断面力を負担するよう設計しており、コンクリートとの合成効果を考慮した耐力評価には至っていない。しかし、模型実験¹⁹⁾により十分な耐力を有していることが確認されているので、柱頭部やその近傍の高軸力部に採用している。

本橋は移動作業車による張出し架設工法で架設されるが、3次元に傾斜したワーレン形状の鋼トラス材を精度よく架設できるかが、施工の省力化を図る上で最重要課題となる。

張出し架設の施工打継目は、鋼トラス材の連結部分である格点部の寸法を考慮して格点中心から1.35m前方としている。また、トラス構造であることから格点の位置は上下床版で2.5mずれる。そのため、施工打継目も上下床版で2.5mずれる(図-48)ことになるが、移動作業車の能力を抑えるため上床版を2.5m先行して架設を行っている。

鋼トラス材の架設では、図-49に示す専用のトラス受け架台を製作²⁰⁾し、それに預けることで正規の位置に据え付けるようにした。トラス受け架台は下床版型わく受梁上に固定してあり、下床版型わくを各ブロックでダウンまたはセットする際も下床版に対する相対的な位置関係は不変である。そのため、下床版型わくを正規の位置にセットすれば、トラス受け架台も正規の位置に据え付けられる。加えて、ターンバックルにて橋軸方向、水平ボルトにて橋軸直角方向、鉛直ボルトにて鉛直方向の3方向の調整機構が具備されており、全方向の微調整も可能としている。

A1橋台側の側径間の施工にあたっては、図-50のように、下床版が23.05mのブロック長を有し、1構面あたり7本の鋼トラス材を設置する必要があった。上下床版が分離しており上下床版の一体施工が困難なことから、下床版を構築した後に上床版を施工する2段階施工としてとしている。下床版を構築する際に、7本×4構面=28本の3次元に傾斜した鋼トラス材を先行して保持する必要がある。そこで、図-51に示す井桁状に組んだH形鋼に取り付けた固定金具により鋼トラス材の上部を固定し、図-52に示す特殊な受け金具により下端を固定するという2点支持とした。

これらの工夫により、精度よく省力化して張出し架設を行うことが可能となり、2005年12月に張出し架設を終えている。

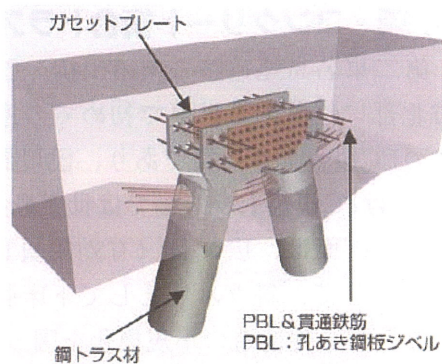


図-47 二面ガセット格点構造

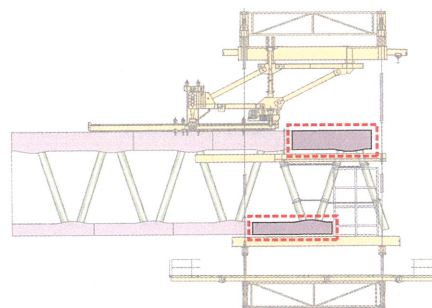


図-48 張出し架設時側面図

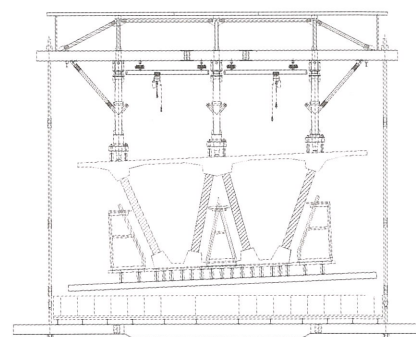


図-49 トラス受け架台

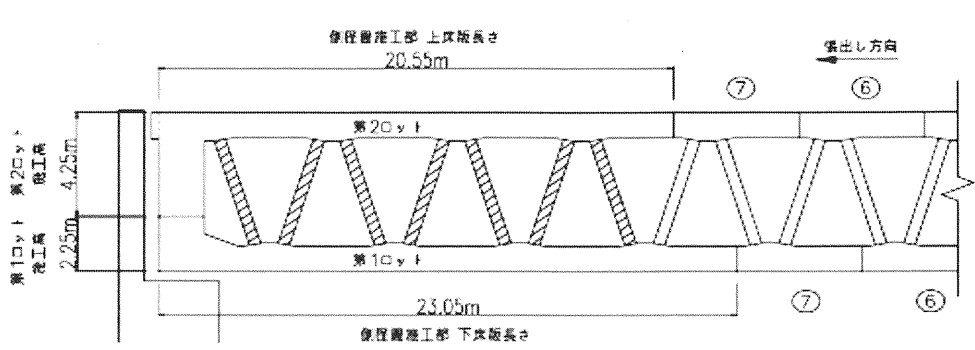


図-50 側径間部のブロック割り



図-51 側径間部の鋼トラス材の架設状況

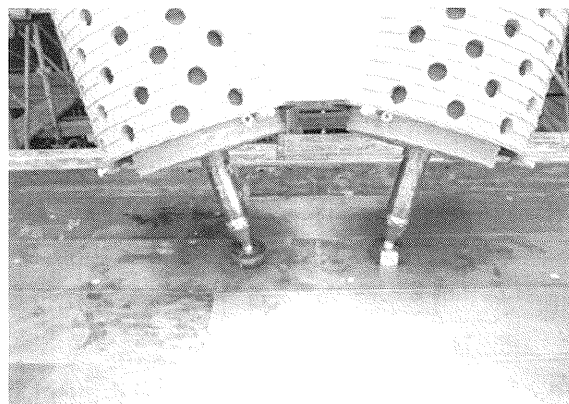


図-52 鋼トラス材下端の受け金具

7. おわりに

最近10年間の我が国におけるPC橋の技術は急速に発展しており、特に、複合構造やプレキャストセグメント構造などの採用によって、PC橋の適用範囲の自由度が増し、かつ、高品質、低価格なものが得られるようになってきている。

本報告で紹介した複合橋梁は、決して初期コストの低減だけでなく、防錆仕様や構造細目にも配慮しており、維持管理コストの低減も図っている。

昨今の情勢は新たな道路整備に厳しく、道路関係公団が官から民に移行したこともあり、これまで以上の効率的な高速道路建設が望まれている。今回紹介した技術を活かし、新たな発想や新たな材料等の採用も含め、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、事業を進めていく所存である。

【参考文献】

- 1) 例えば、池田博之、水口和之、春日昭夫、室田敬：古川高架橋の設計と施工（上）、橋梁と基礎、Vol.35、No.2、2001年2月
- 2) 近藤昌泰、清水洋一、大浦隆、服部政昭：波形鋼板ウェブを有するPC橋－新開橋－、プレストレストコンクリート、Vol.37、No.2、1995年3月
- 3) 石黒互、村田嘉広、須合孝雄：松の木7号橋（銀山御幸橋）の設計と施工、第7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、1997年10月
- 4) 加藤照己、芦塚憲一郎、加藤卓也、日高重徳：本谷橋（波形鋼板ウェブPC箱桁橋）の設計について、プレストレストコンクリート、Vol.38、No.5、1996年9月
- 5) 東田典雅、中村元、金子人之、吉田政宏、立神久雄、蛭名貴之：遊楽部川橋の設計・施工、橋梁と基礎、Vol.38、No.7、2004年7月
- 6) 忽那幸浩、奥野博敏、白谷智之、蛭名貴之：パーフォボンドリブ接合の側面かぶりの影響と引抜き耐力について、プレストレストコンクリート、Vol.47、No.5、2005年9月
- 7) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andra, Hans-Peter Andra und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, 1987年
- 8) 角谷務、青木圭一、富本信、狩野正人：波形鋼板ウェブのせん断耐力評価、プレストレストコンクリート、Vol.43、No.1、2001年1月
- 9) 水口和之、大城壮司：波形鋼板ウェブ橋の省力化施工、橋梁と基礎、Vol.38、No.8、2004年8月
- 10) 青木圭一、和田宣史、松本和也、中村収志：桂島高架橋の設計と施工－世界初のリブ・ストラット付き波形鋼板ウェブPC箱桁橋の押出し架設－、橋梁と基礎、Vol.39、No.1、2005年1月
- 11) 佐川信之、岡澤祐三、白武繁行、益子博志：波形鋼板ウェブエクストラードード橋の施工と振動実験－日見夢大橋－、プレストレストコンクリート、Vol.46、No.5、2004年9月
- 12) 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
- 13) 中藺明広、西田朋仁郎、福原寛光、須田隆：第二名神高速道路栗東橋の施工－波形鋼板ウェブPCエクストラードード橋－、橋梁と基礎、Vol.38、No.10、2004年10月
- 14) 上東泰、宮本健次、山本徹、広瀬毅、中村譲、笠原等、長沼清、大谷満：矢作川橋の上部工の施工、橋梁と基礎、Vol.39、No.2、2005年2月
- 15) 高橋昭一、長田光司、渡辺典男、福島研一：孔あき鋼板ジベルを用いた複合ラーメン構造の性能確認実験、第11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、2001年11月
- 16) 高橋昭一、貞光誠人、笠倉和義、渡辺典男：第二東名 富士川橋の設計－鋼・コンクリート複合アーチ橋－、プレストレストコンクリート、Vol.43、No.5、2001年9月
- 17) 今井義明、笠倉和義、岡田浩樹：コンクリートアーチ橋における施工管理、プレストレストコンクリート、Vol.43、No.6、2001年11月
- 18) 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.5、2004年5月

- 19) 大野了、青木圭一、本間淳史、加藤敏明：PC複合トラス橋における格点構造の耐荷性能に関する実験的検討、コンクリート工学年次大会2004、日本コンクリート工学協会
- 20) 新倉一郎、中村和己、山口貴志、妹尾賢一郎：第二東名高速道路 猿田川橋・巴川橋の施工、第60回年次学術講演会講演概要集、土木学会

PC橋のメンテナンス － 複合構造橋梁の耐久性向上とPC橋の補修・補強技術 －

中日本高速道路(株)	緒方 紀夫	(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	大浦 隆
中日本高速道路(株)	稲葉 尚文	(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	佐藤 正明
中日本高速道路(株)	小野 聖久	(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会	濱田 譲

I. 複合構造橋梁の耐久性向上

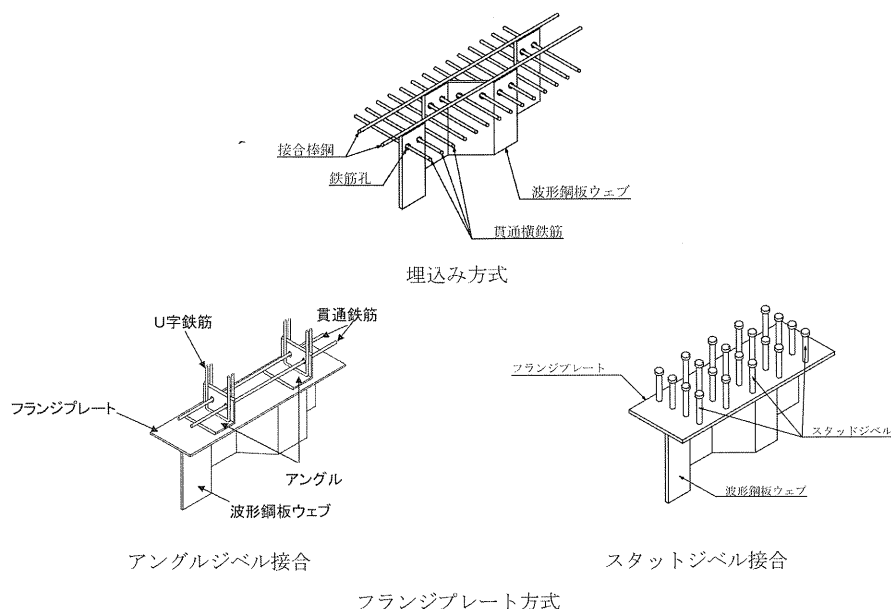
1. はじめに

近年、PC橋の軽量化、耐震性の向上、施工の合理化およびコスト縮減を図るために、波形鋼板ウェブを有する複合PC橋（以下、波形鋼板ウェブ橋という）をはじめとする鋼・コンクリート複合橋が盛んに計画されている。波形鋼板ウェブ橋は、旧日本道路公団（平成17年10月より、東日本高速道路(株)、中日本高速道路(株)、西日本高速道路(株)に分割）においては平成8年度に発注された東海北陸自動車道本谷橋で採用されたのをはじめ、現在までに70橋以上が完成または建設中であり、現在では高速道路における一般的な橋梁形式のひとつとなっている。

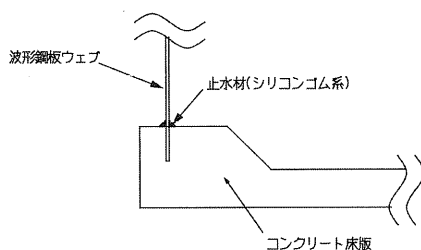
高速道路における波形鋼板ウェブ橋の鋼・コンクリート接合部は、本谷橋においては埋込み方式が使用されたが、耐久性が懸念されるためそれ以降の橋梁ではフランジプレート方式が多く使用されてきた。しかし、その後の実験などから耐荷力については埋込み方式でも問題がなく、製作、施工の面からも埋込み方式が有利となるため、平成15～16年度にかけて日本道路公団と（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会とで、埋込み方式の接合部の腐食耐久性および防食手法に関する共同研究を実施してきた。本稿は、これらの共同研究の成果である埋込み方式の接合部の防食に関する試験結果や解析結果についてまとめたものである。

2. 鋼・コンクリートの接合部の検討目的

波形鋼板ウェブ橋においては、コンクリート床版と波形鋼板ウェブとの接合構造が橋梁の性能や工事費に大きく影響する。床版とウェブとの接合部には図－1に示すとおりいくつかの種類があるが、埋込み方式の接合構造は、フランジプレート方式と異なりアングルやスタッドを溶接する必要がないため、疲労耐久性の面で有利となる^{1)・2)・3)}。また、コストの面でも接合部がフランジプレートを必要としない埋込み接合は有利となる。しかしながら、埋込み接合では波形鋼板ウェブが直接コンクリートに埋め込まれていることから、特に下床版では鋼板とコンクリートとの境界から水が浸入し、埋め込まれた鋼板が腐食することが懸念される。これまでの実績では、図－2のようにウェブとコンクリートとの境界部をシーリング材で防水処理することで腐食対策を実施しているが、埋込み接合部の腐食メカニズムやシーリング材が接合部の腐食耐久性に及ぼす効果は明らかになっていないのが現状である。そこで、波形鋼板ウェブ橋の接合部について、鋼板とコンクリートの肌すき量について解析的に検討を行うとともに、埋込み接合をモデル化した供



図一 1 波形鋼板ウェブ橋の接合方法



図一 2 埋込み接合部の防食対策

試体により促進腐食試験（複合サイクル塩水噴霧試験）を実施し、シーリング材の有無、コンクリートと鋼材との付着等の要因が埋込み接合部の腐食耐久性に及ぼす影響を検討した。

3. 波形鋼板ウェブと下床版との相対変位に関する検討

3.1 検討目的および検討項目

波形鋼板ウェブ橋の波形鋼板ウェブと下床版の接合部の防水としてシーリング材が用いられることが多い。しかし、下床版接合部には、接合部の回転角、水平方向のずれ、角折れ部の肌すきなどにより、ウェブと床版の間に相対変位が生じることが考えられるため、シーリング材の要求性能を求めるために下床版接合部の相対変位をFEM解析により検討した。

(1) 下床版接合部の橋軸直角方向の回転角

これまでの解析結果から回転角が最も大きい支間中央断面に着目して、T荷重による回転角を算出した。T荷重は偏載荷と中央載荷を行い、回転角の大きいケースを用いた。（図一 3）

(2) 下床版接合部の水平方向ずれ量

L荷重および温度変化、水平方向地震力によって下床版接合部に作用するせん断応力度が最大となる部位に着目し、水平方向のずれ量を算出した。（図一 4）

(3) 波形鋼板角折れ部の肌すき量

L 荷重および温度変化、水平方向地震力によって曲げ変形が最大となる支間中央に着目し、波形鋼板ウェブの角折れ部の肌すき量を算出した。(図-5)

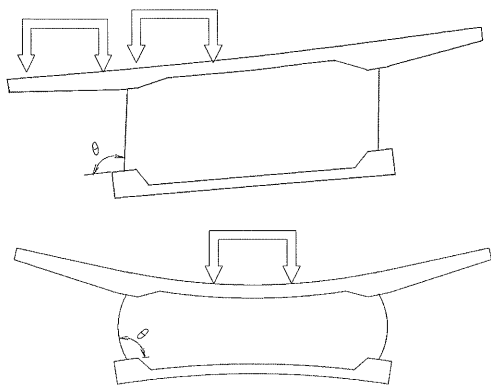


図-3 T荷重による回転角

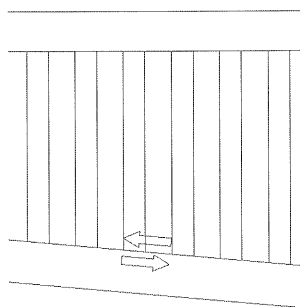


図-4 水平方向ずれ量

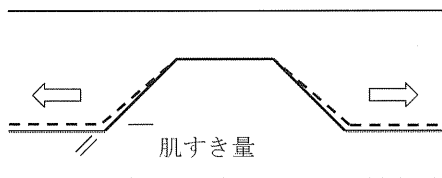


図-5 角折れ部の肌すき量

3.2 解析モデル

FEM解析は、本谷橋⁴⁾をモデル化した弾性FEM解析モデルを用いた。解析は全体モデルで荷重による主げたの変形量を求め、図-6に示す部分モデルにより下床版接合部の相対変位を求めた。

部分モデルは図-6に示すように、鋼板の2波長(2400mm)の区間をソリッド要素(波形鋼板ウェブはシェル要素)でモデル化した。部分モデルではコンクリートジベル部分(かぶり45mm)以下を剛結とし、これより上側の波形鋼板ウェブと下床版コンクリートの付着を切ったモデルとした(図-7)。また、下床版接合部の相対変位は、全体モデルで得られた変形量を部分モデルに強制変位として与えることによって算出した。

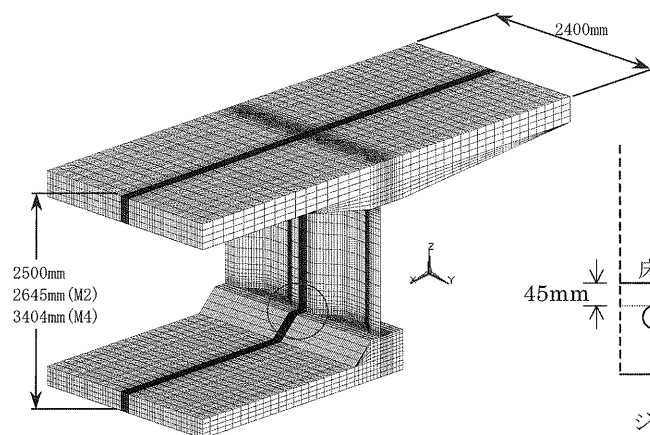


図-6 部分モデルの要素分割図

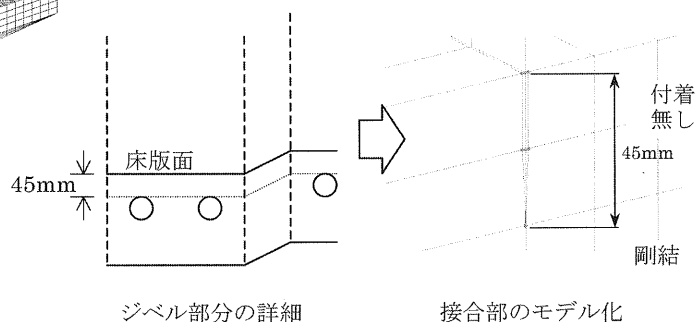
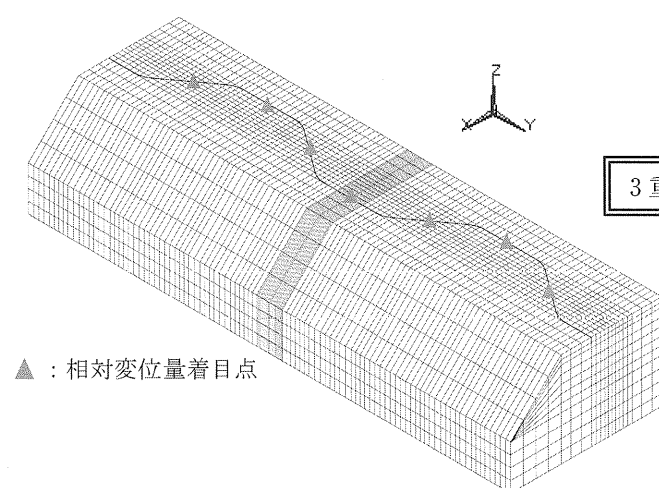


図-7 下床版接合部節点構成

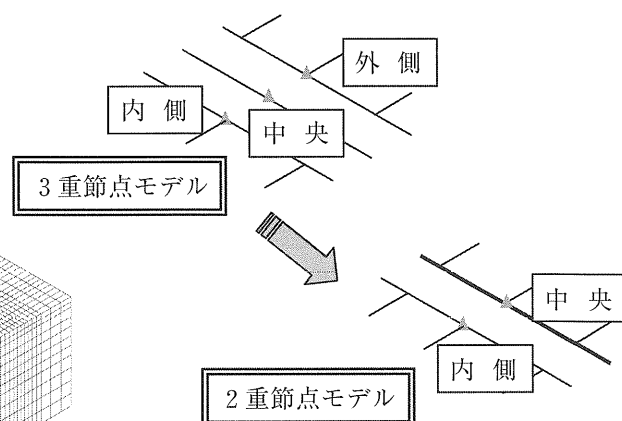
3.3 検討ケースと解析結果

検討ケースの一覧を表－1に示す。いずれのケースにおいても、全体モデルで得られた変形量を強制変位として与えることにより、図－8に示す位置の下床版上面の波形鋼板接合部における相対変位量を算出した。

表－1に示す各検討ケースのうち相対変位が比較的大きい位置について変形状態を確認したところ、すべてのケースにおいて下床版接合部の桁外側または内側の節点が波形鋼板と交差する方向の変位等が発生しており、実物の変形を再現できていなかった。そこで、図－9示すように3重節点での変形状態を考慮して肌すきが生じる側のみを付着無しとした2重節点に変更し再解析を行ったところ、3重節点で相対変位量が最大値となったケースM1においても肌すき量は0.0032mmと極めて小さい結果となった。



図－8 下床版相対変位量抽出位置



図－9 節点モデルの変更

表－1 検討ケースと解析結果

ケース 番号	検討方向	全体モデル検討時 活荷重載荷条件	対称条件	検討断面			
				位置	桁高	板厚	
C1	橋軸直角 方向	T 荷重 中央載荷	橋軸直角 方向固定	支間中央	2500mm	9mm	
C2		T 荷重 偏載荷	軸直角方向 強制変位				
M1	橋軸方向	L 荷重 (衝撃) + 温度荷重 (-15℃)	橋軸直角 方向固定	支間中央	2500mm	9mm	
M2				せん断応 力最大	2645mm	9mm	
M3		地震時		波板主応 力最大	2500mm	9mm	
M4				下床版主 応力最大	3404mm	12mm	

3.4 結論

波形鋼板ウェブ橋の鋼・コンクリートの接合部について解析的検討を行った結果、鋼板とコンクリートの相対変位は極めて小さい。よって、一般的な形式であれば、鋼・コンクリート接合部には、伸縮、ずれなどの動きが生じないタイプのシーリング材が使用できると考えてよいといえる。また、特殊な形式の場合についても今回の方法により解析を行うことで、接合部の鋼とコンクリートの相対変位を求めて確認することが可能と考えられる。

4. 接合部の腐食に関する実験検討

4.1 検討の目的

埋込み接合では波形鋼板ウェブが直接コンクリートに埋め込まれていることから、鋼板とコンクリートとの境界から水が浸入し、埋め込まれた鋼板が腐食することが懸念される。これまでの実績ではウェブとコンクリートとの境界部をシーリング材で防水処理することで腐食対策を実施しているが、埋込み接合部の腐食メカニズムやシーリング材が接合部の腐食耐久性に及ぼす効果は明らかになっていないのが現状である。そこで、埋込み接合をモデル化した供試体により促進腐食試験（複合サイクル塩水噴霧試験）を実施し、シーリング材の有無、コンクリートと鋼材との付着等の要因が埋込み接合部の腐食耐久性に及ぼす影響について検討を行った。

4.2 実験概要

(1) 供試体

供試体の諸元および供試体一般図をそれぞれ、表－2 および図－10に示す。供試体は、鋼板をコンクリートで巻いた構造とし、①コンクリートと鋼板の付着、②塗装の埋込み深さ、および③シーリング材の有無などをパラメータとした8種類とした。

試験対象面以外のコンクリート面および接合部はマスキングとシーリング材による防水を行い、試験対象面以外から塩化物イオンが侵入しないようにした。また、コンクリートと鋼板の付着なしの供試体は、若材齢時に外力を加えてコンクリートと鋼材との付着を切断した。供試体8以外の鋼材はコンクリートに埋め込まれた部分以外は薄膜形重防食塗装系で塗装し、埋め込まれていない部分が腐食しないようにした。シーリング材は、鋼板の塗装の塗替え周期などを考慮して耐久性が高いシリコン系のシーリング材を使用した。

表－2 供試体の諸元

供試体 No	付着	鋼板の塗装		塗装の 埋込み深さ	シーリング材
		埋込部	露出部		
1	有	プライマー	塗装	20mm	有
2	有	プライマー	塗装	20mm	無
3	有	裸	塗装	20mm	無
4	無	裸	塗装	20mm	無
5	無	裸	塗装	0mm	無
6	無	裸	塗装	-5mm	無
7	無	裸	塗装	-5mm	有
8	有	裸	裸	—	無

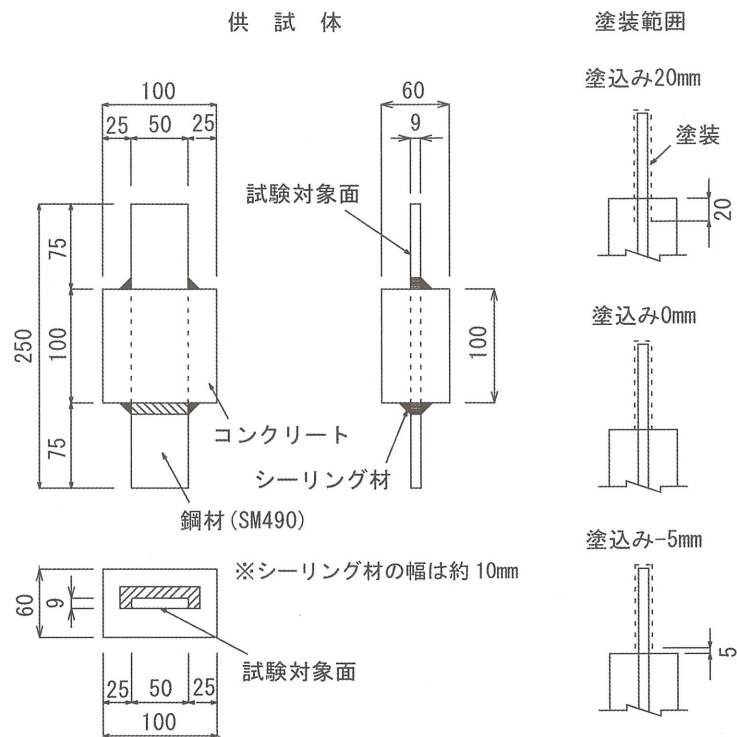


図-10 供試体一般図

(2) 複合サイクル試験

促進腐食試験には塩水噴霧複合サイクル試験機を使用した(写真-1,2)。試験条件は図-11に示すとおり、鋼橋塗装の耐久性試験によく用いられるS6サイクル(S60年通産省)とし⁵⁾・⁶⁾、各供試体の腐食条件が均等になるよう供試体は定期的にローテーションさせた。なお、複合サイクル試験開始時のコンクリートの材齢は7日であった。



写真-1 複合サイクル試験機

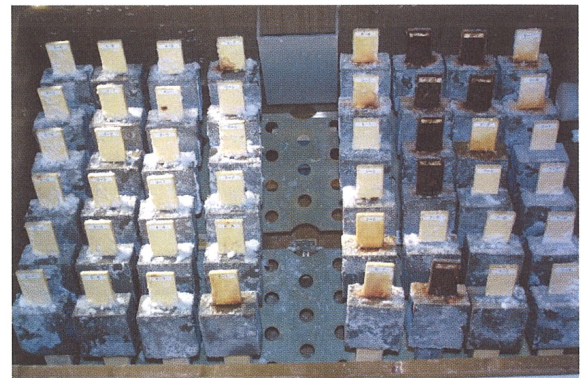


写真-2 供試体の設置状況

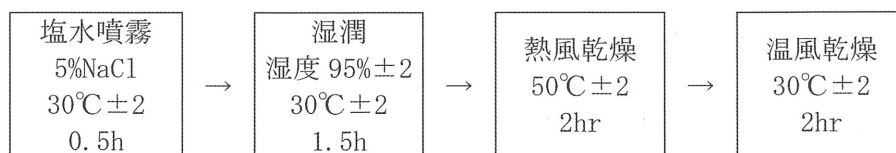


図-11 試験条件 (S6サイクル)

(3) 使用材料

本実験における使用材料、コンクリートの示方配合および強度性状をそれぞれ表-3、表-4および表-5に示す。

表-3 使用材料

材 料	記号	摘 要
セメント	C	早強セメント, 密度 3.14g/cm ³
練混ぜ水	W	上水道水
細骨材	S	砕砂, 表乾密度 2.57g/cm ³ , 吸水率 2.59%, FM2.95
粗骨材	G	碎石, 表乾密度 2.68 g/cm ³ 吸水率 0.52%, 実積率 60.0% 最大寸法 15mm
混和剤	SP, AE	高性能 AE 減水剤, AE 剤
鋼板	—	SM490A, 250×50×9mm
シーリング材	—	シリコーン系(1成分形)

表-4 コンクリートの示方配合

W/C (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)				SP 添加量 (C×%)	AE* 添加量 (C×%)
		W	C	S	G		
45	4.5	170	378	814	933	0.30	0.10

* AE 剤は 10 倍に希釈したものを使用

表-5 コンクリートの強度性状

	σ_{28} (MPa)
圧縮強度*	53.4

*標準養生

(4) 複合サイクル試験後の測定

複合サイクル試験におけるサイクル数が360cyc、600cycおよび720cycになった段階で、供試体を取り出し、コンクリートを割裂した後、内部の観察および鋼板厚の測定、等を行った。鋼板厚の測定は、鋼板の除錆（10%クエン酸アンモニウム浸漬）を行った後、図-12に示すグリッド位置で測定した。

(5) EPMAによる分析

塩化物イオンがどのように接合部の内部へ浸透するかを検討するため、供試体コンクリートをEPMAにより分析した。分析面は図-13のとおりである。分析の対象とした供試体は、供試体3、4および7とした。

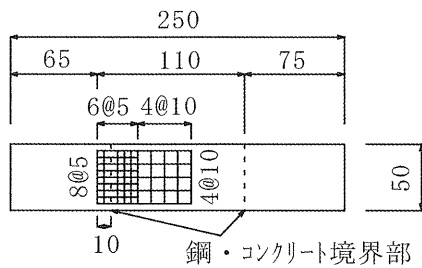


図-12 鋼板厚の測定位置

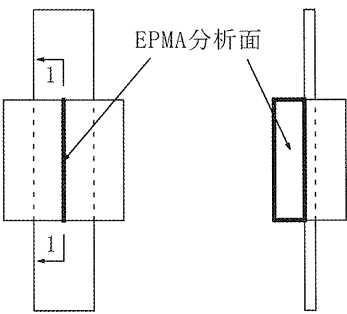


図-13 EPMA分析面

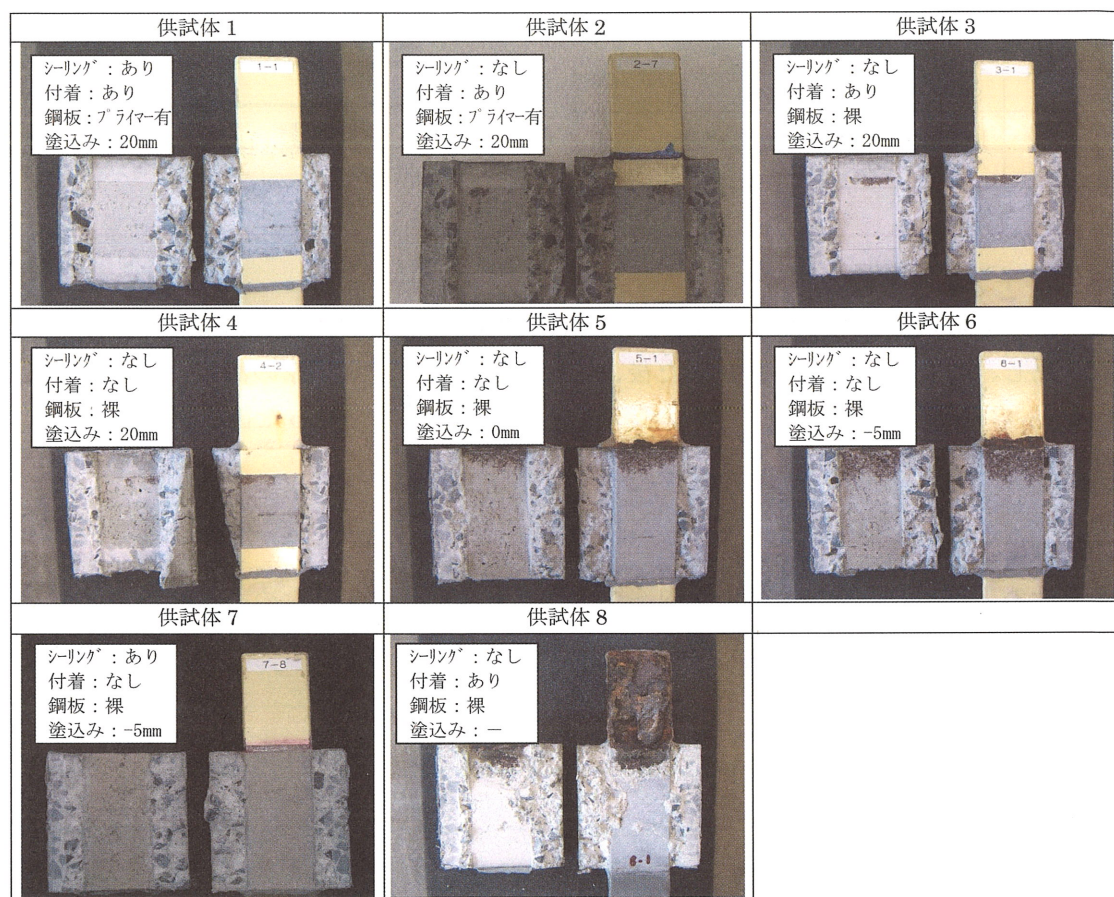
4.3 実験結果および考察

(1) コンクリート内部の状況

720cycにおける各供試体の腐食状況を写真-3に示す（供試体2のみ600cyc）。シーリング材を有する供試体（供試体1、7）はコンクリート内部の鋼板に腐食は認められないが、それ以外の供試体はコンクリートの内部の鋼板に腐食が認められる。シーリング材がない場合は、付着の有無、プライマーの有無にかかわらず、コンクリート内部の鋼板が腐食する場合がある

ことを示している。

シーリング材がなく、塗装がコンクリート内に埋め込まれた供試体（供試体2、3、4）に関しては鋼板の腐食は軽微であるが、塗装がコンクリートの内部に埋め込まれていない供試体（供試体5、6、8）に関しては、鋼板とコンクリートとの境界部（以降、境界部）からコンクリート内部にかけて激しく腐食している。以上より、埋込み接合においては、①鋼板とコンクリートとの境界部は腐食耐久性上の弱点になること、②塗装をコンクリートに埋め込むことで境界部の急激な腐食を防止できること、および③シーリング材は埋込み接合の腐食耐久性の向上に効果があることが確認された。塗装の塗替え時など、境界部の塗装が不十分となりやすい場合は、境界部の腐食に注意を払う必要があると考えられる。



写真－3 供試体の腐食状況

(2) 板厚測定結果

複合サイクル試験後の鋼板厚の減少量を図－14に示す。測定位置は鋼材とコンクリートの境界部からの距離であり、正值はコンクリート内部方向を表す。鋼板厚の減少量は、図－12のグリッド位置で測定した鋼板厚から求めた。境界部に変状のない供試体1、2、3、4、および7については、腐食による鋼板厚の減少はほとんど認められない。境界部が腐食していた供試体5、6および8については鋼板厚の減少が認められ、サイクル数が増えるほど、腐食がコンクリート内部に進行していることがわかる。これは鋼板とコンクリートとの境界部が腐食すると錆によりコンクリートと鋼板との間に隙間ができ、塩水が接合部内部に供給されやすくなるためと考えられる。

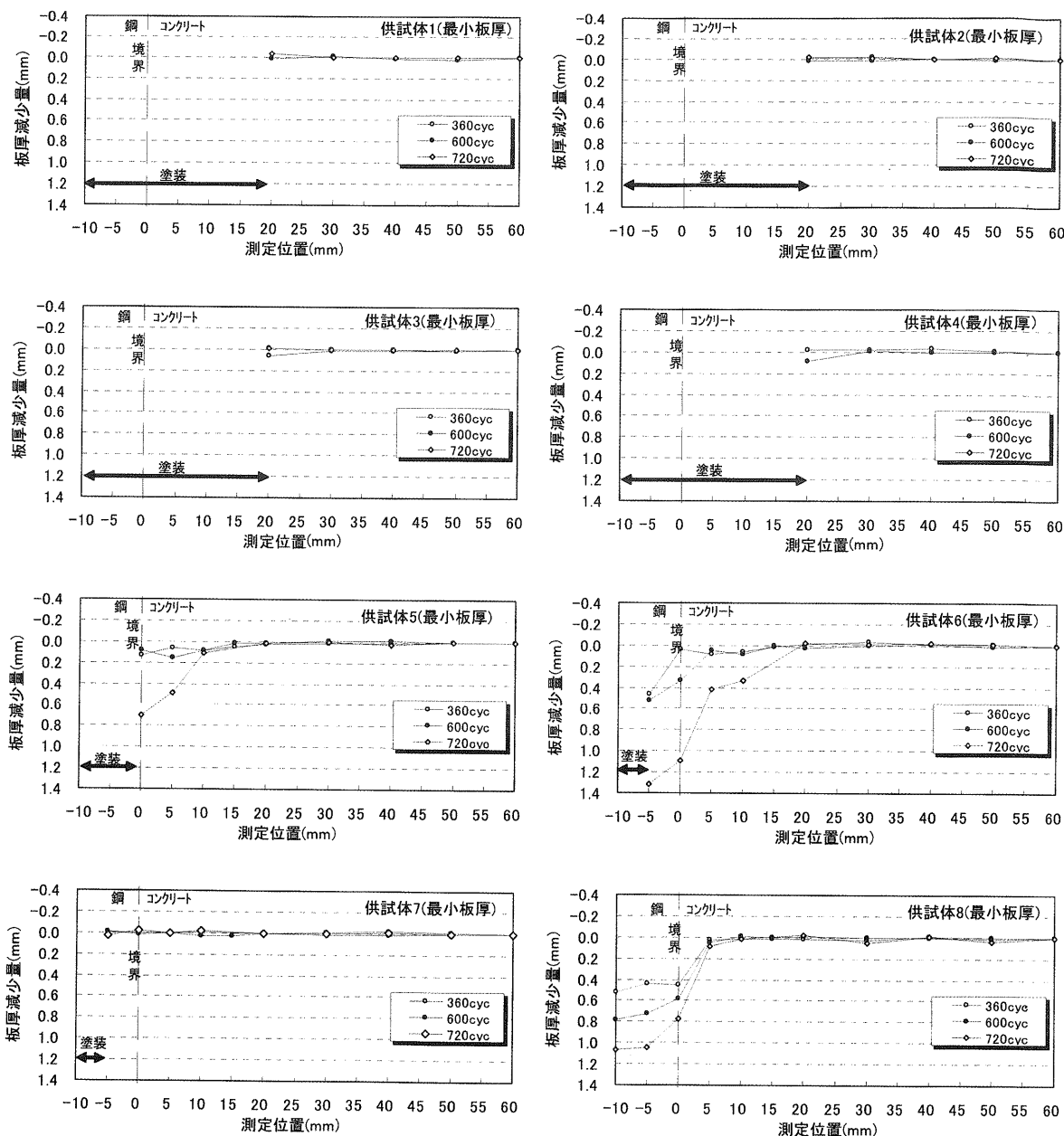


図-14 鋼板厚の減少量

(3) EPMA測定結果

EPMAにより測定したコンクリート中の塩化物イオン濃度を図-15に示す。図中の数字はコンクリートの単位質量あたりの塩化物イオン濃度である。鋼材の発錆限界の指標となる 1.2kg/m^3 (単位体積あたりの塩化物イオン濃度) は、単位質量あたりの濃度に換算すると 0.05% ($= 1.2[\text{kg/m}^3] / 2350[\text{kg/m}^3] \times 100$) となるため、有色の部分は塩化物イオン濃度が発錆限界を超えていると考えてよい。

鋼材とコンクリートとの付着がある供試体3では、塩水噴霧試験による塩化物イオンが、コンクリートの上端から鋼材に沿って侵入しており、深さ20mm程度まで塩化物イオン濃度が発

錆限界を超えている。鋼材とコンクリートとの付着がない供試体4では、供試体3よりさらに深くまで塩化物イオンが侵入しており、深さ50mm程度まで発錆限界を超えている。一方、シーリング材を設置した供試体7では、鋼材とコンクリートとの付着がないにもかかわらず、鋼材に沿って侵入した塩化物イオンはほとんど認められない。これは、シーリング材が、塩水を遮断したためであり、シーリング材を設置した供試体で、鋼材の腐食が認められなかったのはこのためと考えられる。ところで、供試体7のシーリング材が設置されていない部分において、塩化物イオンがコンクリート内部に浸透していることがわかる。今回使用したコンクリートの水セメント比は45%であるが、水セメント比がさらに高く、塩化物イオンの拡散係数が高いコンクリートでは、シーリング材が設置されていてもコンクリートを通過して、塩化物イオンが接合部内部に到達することも考えられる。通常のPC構造物で使用されるコンクリートでは問題ないと考えられるが、過酷な塩害環境下や強度が低いコンクリートに埋込み接合を使用する場合は、表面被覆をするなどの対策が必要と考えられる。

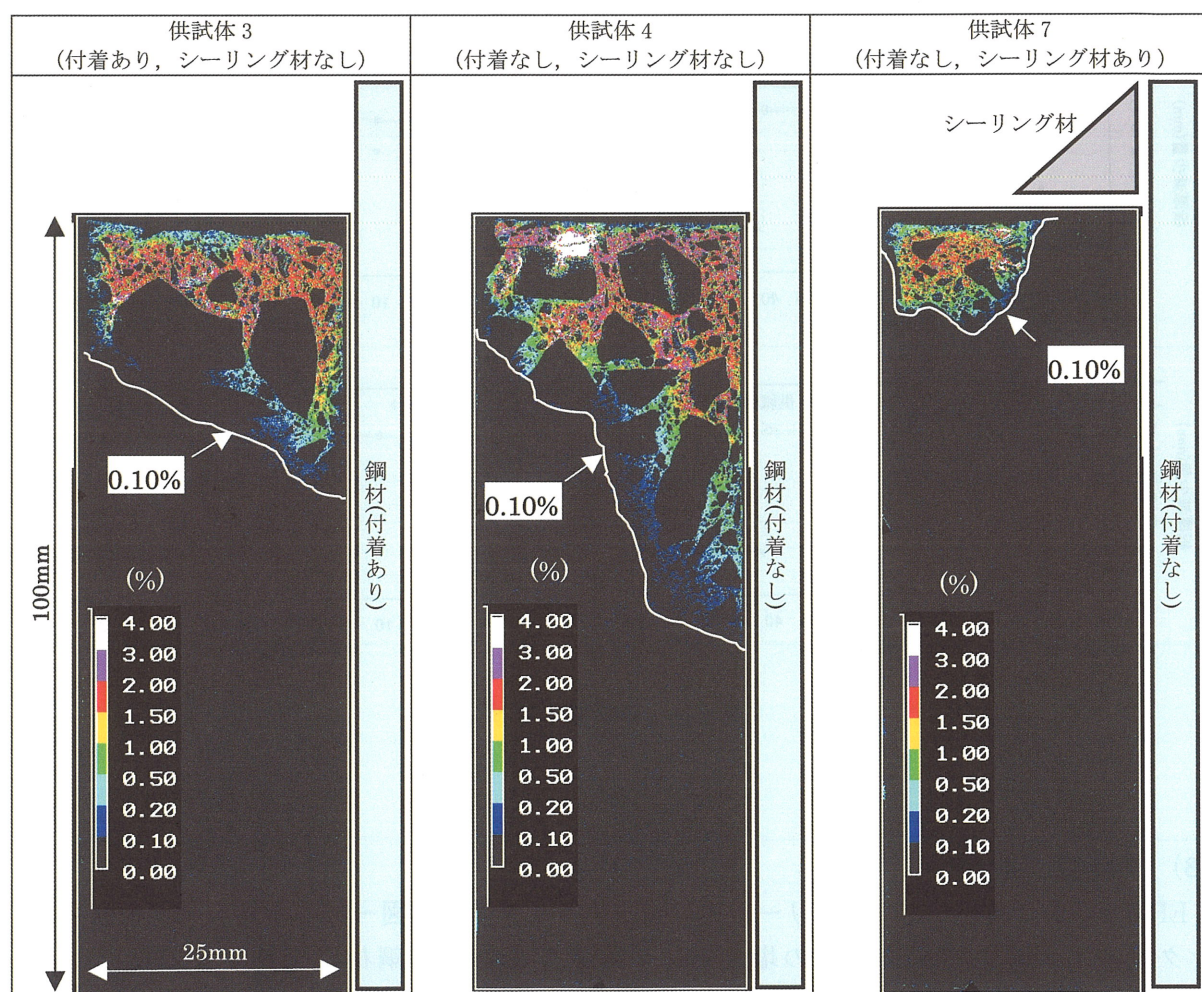


図-15 EPMA測定結果(塩化物イオン)

(4) 複合サイクル試験による腐食環境

今回実施した複合サイクル試験が、どの程度の腐食環境かを考察するため、供試体4(720cyc後)のコンクリートを化学分析して、コンクリート中の塩化物イオン濃度を測定した。供試体4のコンクリート中の塩化物イオン濃度を図-16に示す。塩化物イオン濃度は、境界面からコンクリートを1cmの深さ毎に切り出し、化学分析して求めたものである。比較のため塩害地区である親不知高架橋付近で屋外暴露されているコンクリート(設計基準強度40MPa、水セメント比41%)の表面からの塩化物イオン濃度も併せて示す⁷⁾。

供試体4のコンクリートの塩化物イオン濃度は、深さ0~1cmで 30.2kg/m^3 、1~2cmで 2.0kg/m^3 であり、境界面からの深さが1.5cmまでの区間に関しては、塩害地区で10年~15年屋外暴露されたコンクリートと同等以上となっていることから、今回実施した複合サイクル試験はなかり過酷な塩害環境下での試験であったと推察される。

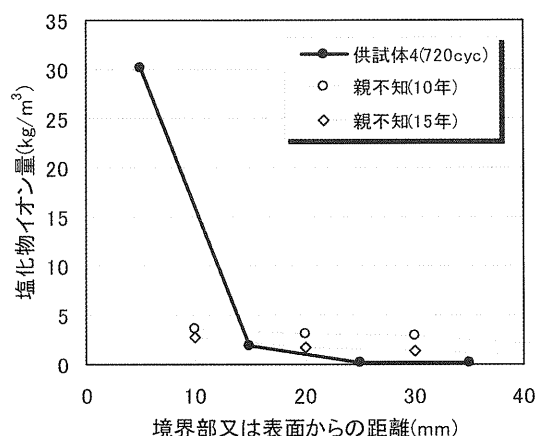


図-16 720cyc後のコンクリートの塩化物イオン濃度

4.4 結論

本実験の結果、以下のような知見が得られた。

- (1) 埋込み接合部において境界部付近の塗装が不十分な場合、腐食が急激に進行するため、境界部は腐食耐久性上の弱点になる。
- (2) 境界部の鋼板が腐食すると、錆によりコンクリートと鋼板との間に隙間ができ、接合部の内部に水分が入りやすくなるため、鋼材の腐食がさらにコンクリート内部へ進行すると推察される。
- (3) 塗装をコンクリートにある程度埋め込むことで境界部の急激な腐食を抑制できるが、シーリング材がないと、コンクリートと鋼材の付着の有無、プライマーの有無、および塗装の塗り込み深さにかかわらず、コンクリート内部の鋼材は腐食する場合がある。
- (4) シーリング材は水や塩化物イオンなどの劣化要因を遮断する効果が高く、埋込み接合の境界部およびコンクリート内部の腐食をともに防止できるため、シーリング材を設置することで、埋込み接合部の腐食耐久性は大きく向上すると推察される。

5. まとめ

本稿は、波形鋼板ウェブ橋などの鋼とコンクリートに接合部方法のひとつである埋込み接合に着目して、接合部の鋼とコンクリートとの変位および接合部の腐食耐久性に関して検討を行ったものである。本検討の結果、一般的な形式の橋梁では波形鋼板とコンクリート床版との間に相対的な変位はほとんど生じないこと、境界部にシーリングを行うことで埋込み接合部の腐食耐久性は大きく向上することなどが確認された。

また、ここには示していないが、共同研究の中では、シーリング材の耐久性の検討や施工および維持管理に関しても検討を行ってきた。複合構造橋梁の接合部は構造上特に重要な箇所であるため、接合部の耐久性の更なる向上と、点検を含めた維持管理方法の確立が求められている。本稿がその一助となれば幸いである。

謝辞

本稿は、旧日本道路公団試験研究所（現 中日本高速道路㈱中央研究所）と（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会とで、平成15～16年度にかけて行われた共同研究「複合構造橋梁の維持管理に関する検討」の成果の一部をとりまとめたものである。各委員および関係各位に御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 鈴木永之, 紫桃孝一郎, 桜田道博, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版接合部の横方向性状, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.1, 2004.1
- 2) 竹下明, 依田照彦, 他: 波形鋼板ウェブを有するI形断面合成桁の埋込み接合部の疲労実験, 土木学会論文集, No.668, I-54, 2001.1
- 3) 中州啓太, 依田照彦, 他: 鋼板孔のずれ止めを用いた波形鋼板ウェブを持つ合成桁の面外曲げ挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.647, I-51, 2000.4
- 4) 水口和之, 芦塚憲一郎, 古田公夫, 大浦隆, 滝憲司, 加藤卓也: 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, 1998.9
- 5) 貝沼重信, 細見直史, 金仁泰, 伊藤義人: 鋼構造部材のコンクリート境界部における経時的な腐食挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.780, I-70, 2005.1
- 6) 藤原博, 田原芳雄: 鋼橋塗装の長期防食性能の評価に関する研究, 土木学会論文集, No.570, I-40, 1997.7
- 7) 横山和昭, 大橋岳, 松田哲夫, 青山實伸: 塩害環境下のコンクリート橋に適用した塩害対策の追跡調査, コンクリート工学, Vol.42, No.3, 2004.3

II. PC橋の補修補強技術

1. はじめに

21世紀を迎え、コンクリート構造物は社会資本を形成する主要な要素として莫大なストック量となっている。

ここで、道路施設を対象に橋梁比率を見てみると、以下に示す表－1のとおりであり、一般国道では延長比約4%を占めている。また、東、中、西日本高速道路(株)が管理する高速道路は、表－2に示すように、名神高速道路尼崎IC～栗東IC間約71kmの開通以来40年を過ぎ、延長7190kmに達しており、その平均年齢は約18年となる。

そのうち、橋梁構造物は約1,000km、延長比15.1%、12,000橋にも及んでいる。また、橋梁構造物のうち、コンクリート橋は延長比で約6割を占めており、そのうちPC橋の占める割合は、20年前よりRC橋の割合を上回り、現在、コンクリート橋ではRC橋の2倍以上の4割を占める状況となっている。

以上の状況から、今後益々PC橋の維持管理が重要となることは容易に予測される。

従来、PC橋は設計上、プレストレスによりひび割れを制御しているため、耐久性が高いと位置付けられ、コンクリート橋の維持補修はRC橋を中心に検討されていた。ところで、PC鋼材の耐久性が問題視されるようになったのは比較的最近のことであり、PC鋼材の耐久性に対する配慮を行うようになる以前に設計された橋梁の中には、適切な設計・施工が行われていても、過酷な環境により、劣化の進行が認められる橋梁が見られ始めるようになってきた。

高速道路のほとんどの路線では、冬季に路面の凍結対策として凍結防止剤が散布される。この凍結防止剤として路面に散布された塩が何らかの理由で路肩側から侵入し、鉄筋およびPC鋼材を腐食させる塩害の劣化要因になると考えられる。例えば、一部グラウト未充填箇所が存在し、そこが集中的に損傷を受けPC鋼材が腐食破断した場合等では、桁のプレストレスの損失範囲はPC鋼材の破断した箇所周辺に限定され、グラウト充填部では徐々に付着により定着されるものと予想された。

このようにグラウトによりプレストレスの損失範囲が限定される場合、局部的に耐荷性能が低下する断面を有することとなるが、このような状態での桁のプレストレス損失範囲および耐荷挙動、外ケーブル補強後の設計耐荷挙動、ひび割れ発生時の分布状態やひび割れ幅、終局時の耐荷性能について検討した事例はほとんどない。

また、塩害補修において、塩化物イオンを有害量含有しているコンクリートを除去し、断面を修復することが重要である。しかし、プレストレストコンクリート構造物の場合、はつり後の断面へプレストレスの再分配等の応力変動が生じることになる。この場合、はつり深さや範

表－1 一般道の管理延長

	一般国道	都道府県道	市町村道
開通延長	53,866km	12,8554km	987,943km
橋梁延長	2,133km (4%)	2,753km (2%)	5,461km (0.6%)
トンネル延長	1,330km (2%)	600km (0.5%)	311km

表－2 東、中、西日本高速道路(株)における管理延長

	高速道路	一般有料道路	合計
開通延長	7,190km (28路線)	891km (66路線)	8,081km (94路線)
橋梁延長	1,077km (15.0%)	201km (22.6%)	1,278km (15.8%)
橋梁数	約12,000橋	約2,000橋	約14,000橋
トンネル延長	681km (9%)	79km (9%)	760km (9%)
トンネル数	約1,200本	約150本	約1,350本

囲によっては構造物として安全性が確保できない状態も想定されるが、実際の挙動を実験的に確認した事例は少なく、十分に解明されていないのが現状と考える。

そこで、PC鋼材破断後の補強設計のあり方および断面修復におけるはつりの影響を検討することを目的として、旧日本道路公団試験研究所（現 中日本高速道路㈱中央研究所）と（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会とで平成15年度から3ヵ年にわたって共同研究を実施してきており、ある程度の知見が得られたので今回報告するものである。

実験に用いた供試体は、写真－1に示す1971年に竣工し、1997年に撤去されたポストテンションPC単純T桁橋であり、表－3に撤去橋梁の諸元を示す。



写真－1 実験に使用した撤去桁

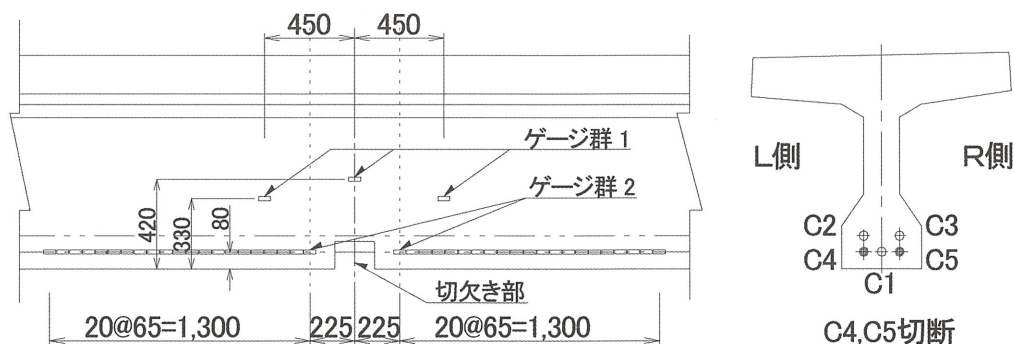
表－3 撤去橋梁の諸元

建設年	1971年
用途区分	道路橋
構造形式	P C単純T桁橋
支間長	17.000m
桁高	1.000m
プレストレス導入方法	ポストテンション方式
主ケーブル種別	12-φ7
主ケーブル本数	5本

2. PC鋼材破断時の桁の耐荷挙動に関する実験的検討

2.1 PC鋼材切断時のプレストレス損失範囲

実験に使用した供試体（撤去桁）は、図－1に示すように主桁内には12-φ7ケーブルが5本配置されており、全ての鋼材が桁端部に定着されていた。この桁は設計上の活荷重を載荷したときに支間中央部下縁側でひび割れが発生しないように設計されている。主桁解体時に確認したところ、主ケーブルには桁全体にわたりほぼ完全にグラウトされており、支間中央部のグラウト状況は写真－2に示すとおりであった。



図－1 PC鋼材切断位置およびコンクリートひずみゲージ位置図

まず、PC鋼材切断時のプレストレス損失範囲を検討するために、支間中央部に図－1に示すP C鋼材の切断に必要な切欠き部を設け、断面図中のC4、C5ケーブルを写真－3に示すように

グラインダーで切断した。プレストレスの損失範囲は、図-1に示す桁側面に設置したコンクリートひずみゲージで切断前後のひずみの変化量を計測することにより確認した。即ち、計測されたひずみが0の値（切断前と同じ状態）を示す範囲は、切断の影響がないと判断される。図-2にPC鋼材切断時のひずみ変化量を示す。ゲージ群2によりPC鋼材に沿って計測したコンクリートひずみの変化は、切断位置から500mm程度の位置で引張から一度圧縮に転じ、1500mm程度離れた位置で0になっている。これはPC鋼材が切断箇所から付着により徐々に定着されていることにより、鋼材に沿って切断箇所側から計測箇所側に向かう局所的に大きなコンクリートひずみが発生している影響と考えられる。一方、桁高の半分程度の高さに設置したゲージ群1の計測結果では、計測箇所から450mm離れた位置でも50 μ 程度の引張ひずみが生じていた。図-2の計測結果から本実験におけるプレストレスの損失範囲は、切断箇所から両側に1500mm程度の範囲と推定さる。この範囲は素線の合計断面積から求めた換算直径の65倍程度であった。



写真-2 鋼材切断部付近のグラウト充填状況
(実験終了後供試体を解体し回収)



写真-3 PC鋼材切断状況

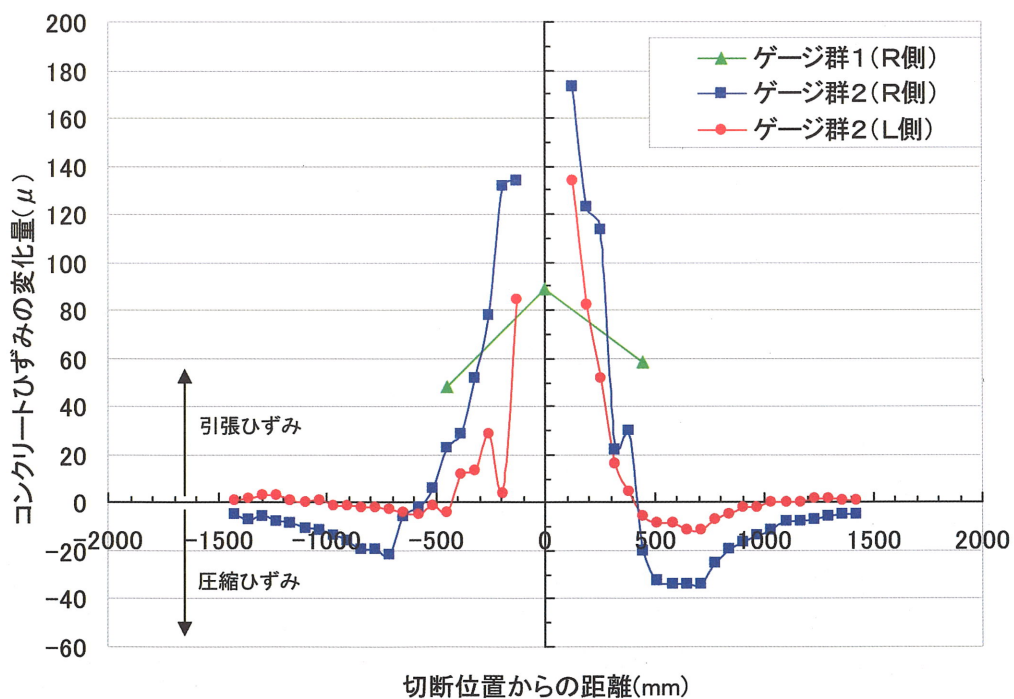


図-2 PC鋼材切断時のコンクリートひずみ変化

2.2 PC鋼材破断時の桁の耐荷挙動

PC鋼材破断時の桁の耐荷挙動およびひび割れ発生状況を検討することを目的として、PC鋼材切断前ではひび割れ発生まで、切断後は設計活荷重に相当する荷重の範囲で、図-3に示す支点条件で載荷試験を実施した。載荷試験状況を写真-4に、載荷試験の結果得られた荷重と

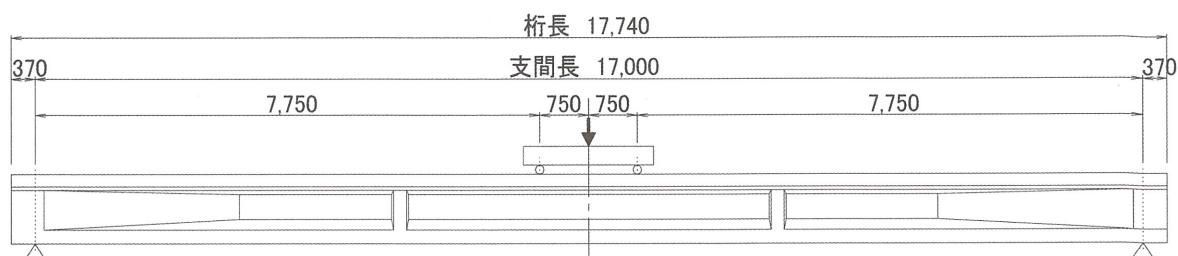


図-3 載荷状況図

変形との関係を図-4に示す。切断前の載荷では、橋面死荷重と設計活荷重の合計荷重に相当する230kN（以下設計荷重と記す）を上回る240kNの載荷荷重でひび割れが発生した。除荷後、全体の2/5のPC鋼材を切断した後の載荷試験では、設計荷重の1/3に相当する80kNでひび割れが開くとともに、図-4に示すとおり剛性が低下した。設計荷重作用時に最大のひび割れ幅は写真-5に示すように0.4mm程度まで開き、PC鋼材破断後は耐久性が低下することがあらためて示された。しかしながら、除荷後、切断していない残り3本のPC鋼材によるプレストレスにより、死荷重状態で下縁は圧縮となり、実験でもひび割れはほぼ完全に閉じることが確認された。この結果からPC鋼材が一部破断しても設計荷重に対する急激な安全性の低下は生じないことがわかったが、一方でPC鋼材の破断を、目視点検だけでは発見することが困難であることも示唆された。ただし、これに関して通常はPC鋼材が鉄筋の内側に配置されていることから、PC鋼材が破断する場合には、周辺の鉄筋腐食も相当程度進行しており、鉄筋の膨張によるかぶりコンクリートの剥離により発見される場合もある。

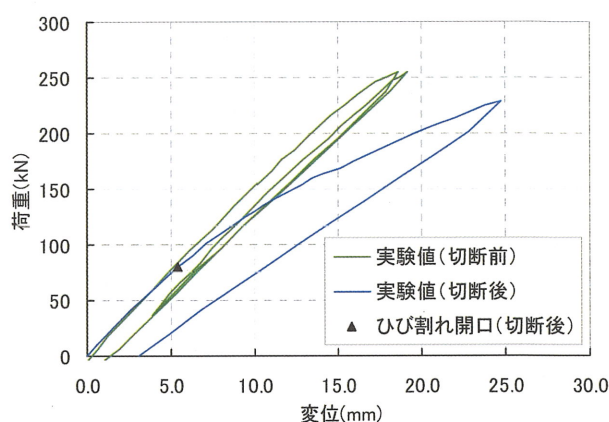


図-4 荷重-変位関係



写真-4 載荷実験状況

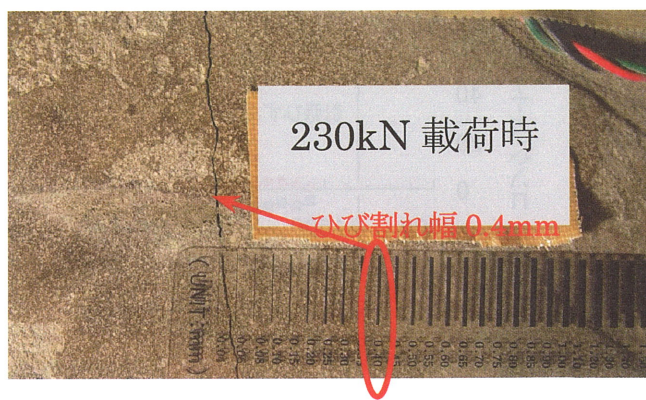


写真-5 設計荷重載荷時の支間中央部のひび割れ状況

3. 外ケーブル補強した桁の耐荷挙動

3.1 実験の目的および概要

外ケーブル補強工法はプレストレスを追加できるため、PC鋼材が破断したPC構造物の有力な補強工法として選定されることが多い。ところで、グラウトによりプレストレスの損失範囲が破断箇所周辺に限定されると、補強後も局部的に剛性が低下する断面が存在し、この箇所で集中的にひび割れが進展し、終局時には局部的に破壊が進行する懸念がある。また、外ケーブルは平面保持の仮定が成立しないため、終局耐力算出時に見込める張力増加量を限定する必要があるが、局部的に剛性の低い断面が存在すると終局時の張力増加が更に小さくなる可能性がある。このため、PC鋼材が破断した場合の外ケーブル補強設計を行うにはこれらの検討が不可欠であり、外ケーブルで補強した桁の載荷試験を実施することとした。

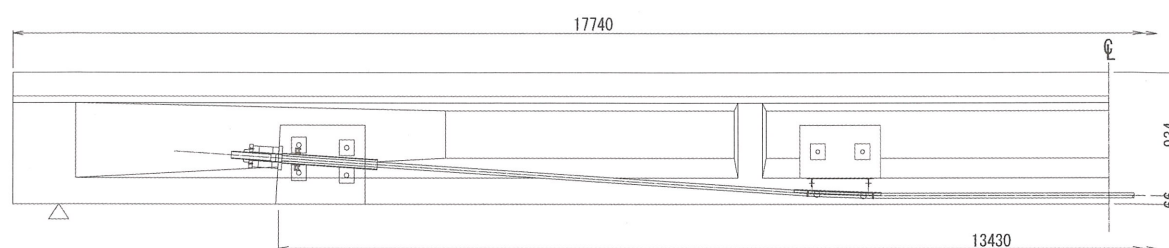


図-5 外ケーブル補強図

外ケーブル補強による導入プレストレスは、切断したケーブルによる支間中央部下縁でのプレストレス損失量を補う量とした。切断した12φ7ケーブルに導入されていた緊張力は設計上1本あたり335kNであり、2本の解放により支間中央部で7.5MPaの圧縮応力度が損失したと推定される。そこで、外ケーブル補強により損失したプレストレス応力度をやや上回る7.9MPaの圧縮応力度が導入されるように2本のF70Tケーブルで有効時に各414kNの張力が作用するようにプレストレスを導入した。図-5に外ケーブル補強図を示す。

補強後、写真-6に示すように図-3と同様の支点条件で載荷試験を行った。

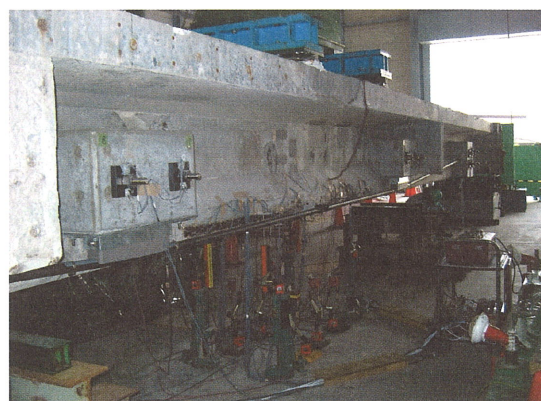


写真-6 外ケーブル補強後載荷試験

3.2 実験結果

(1) 設計荷重時のひび割れ発生状況

載荷荷重と支間中央部の切り欠き部近傍（外ケーブル補強前の載荷試験でひび割れの生じた箇所）に設置したπゲージによるひび割れ幅計測値との関係を図-6に示す。図に示すように、設計荷重相当の230kN載荷時でもひび割れ幅は0.1mm未満

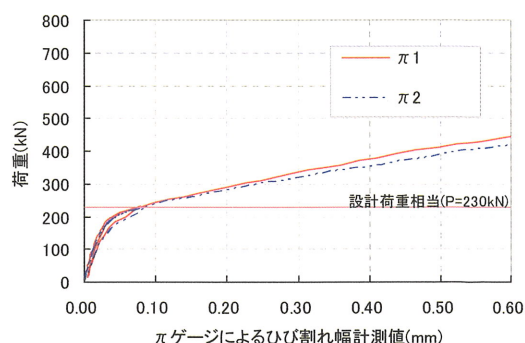


図-6 支間中央付近のπゲージによるひび割れ幅計測結果

となっていることがわかる。このようにPC鋼材破断後でも外ケーブル補強することにより、活荷重載荷時のひび割れ幅制御が可能であることが示された。

(2) 耐荷挙動

図-7に外ケーブル補強後の荷重と載荷点変位との関係を示す。図に示すとおり、設計荷重付近でひび割れが開き始め、その後徐々に変位が増加するが設計上の終局耐力を上回る荷重を示した。図-8 載荷に伴う支間中央部のC1ケーブルのひずみ増加状況を示す。PC鋼材は明確な降伏点を持たないが、設計上の降伏ひずみは 7500μ である。プレストレス導入時の鋼材伸び量は設計上 3600μ であり、実際 3100μ 伸びていたことがケーブル切断時の解放ひずみ計測結果からも確認されている。以上から降伏までの余裕ひずみは $3400\sim 3900\mu$ であったと推定される。図-8からも読み取れるように設計荷重の約2倍に相当する 480kN を過ぎるとPC鋼材のひずみ増加が加速しており、この時点でいわゆる降伏に達したと思われる。PC鋼材の降伏後、中立軸が上昇し、最終的にはPC鋼材切断前の桁の設計上終局耐力である 615kN を上回る 712kN で上縁側のコンクリートの圧壊により耐力が低下し終局状態となった。

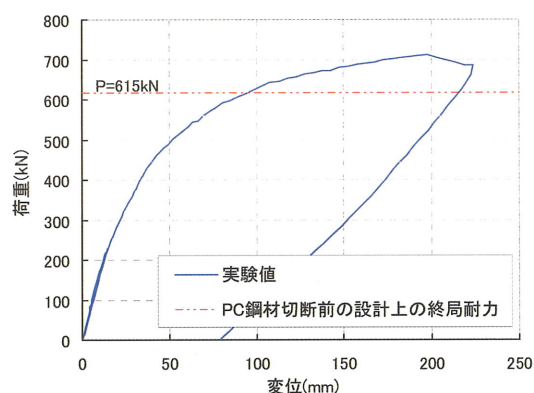


図-7 外ケーブル補強後の荷重-変位関係

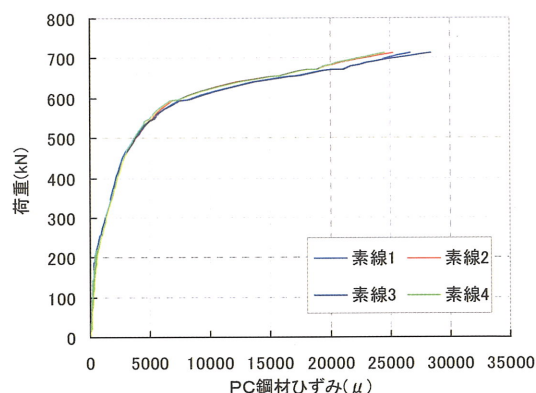


図-8 C1ケーブルのひずみ変化(史間中央)

(3) 終局時のひび割れ発生状況

終局時の支間中央部付近のひび割れ発生状況を図-9に、実験終了後のひび割れ発生状況を写真-7にそれぞれ示す。プレストレスの損失範囲はPC鋼材切断箇所周辺に限定されていたにもかかわらず、ひび割れは分散して発生し、終局状態に至るまで局所的な破壊の進行は認められなかった。



写真-7 実験終了後の支間中央部付近のひび割れ状況

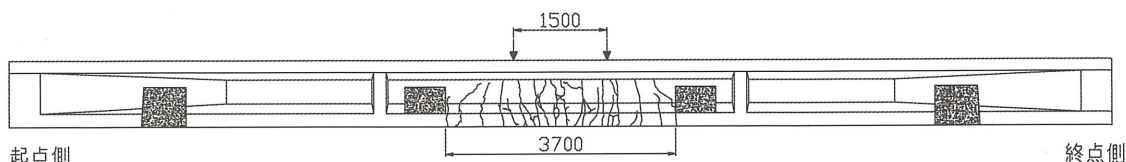


図-9 終局時の支間中央付近のひび割れ状況

(4) 終局時の外ケーブルの張力増加

図-10に荷重の増加に伴う外ケーブルの張力増加量を、定着部に設置したロードセルの計測結果、ならびに支間中央部の偏向部間で振動法により間接的に求めた結果で示す。振動法による計測では、予め外ケーブル補強のプレストレス導入時に計測地点で振動を与え、加速度センサの計測値をフーリエ変換結果により1次の固有周期を求めた後、導入張力とケーブル単位長さ質量より固定長を求めておき、この固定長を用いて載荷試験中の固有周期の変化から張力を求めている。振動法とロー

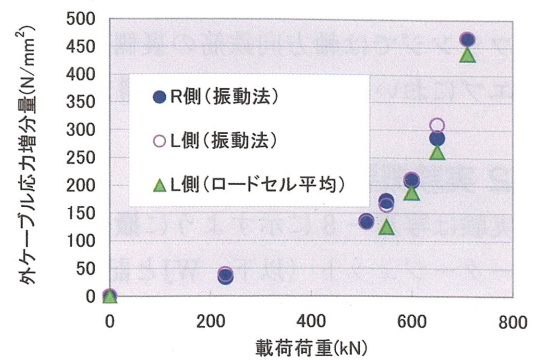


図-10 載荷に伴う外ケーブル応力度の変化

ドセルの張力増加傾向はほぼ一致しており、振動法により比較的高い精度で支間中央部の偏向部間の外ケーブル張力増加を計測できたと思われる。図-10に示すように載荷に伴う張力増加量は、定着部よりも桁の曲率変化が大きくなる支間中央部の偏向部間の方が30~50MPa程度大きくなっており、終局時には支間中央部の偏向部間で466MPaの張力増加が確認された。

(5) 外ケーブル補強効果

本実験による単純桁の範囲で、鋼材破断による損失プレストレスに相当するプレストレスを外ケーブルにより導入すれば、設計荷重の範囲でひび割れ幅を制御することが可能であるとともに、終局時に破断箇所周辺の局所的な破壊の進行は認められず、切断前の設計上の終局耐力(615kN)を15%程度上回る終局耐力(712kN)が得られることが示された。

4. 断面修復工法のはつりの影響

ここからは、断面修復におけるはつりの影響について記載する。

4.1 解析概要

解析用プログラムには市販の3次元弾性FEM解析ソフトを使用し、ソリッド要素で供試体をモデル化した。プレストレスは定着部に曲げ上げ角度を再現した外力として作用させるとともに、腹圧力に相当する外力を角変化に応じてケーブル位置で作用させることにより考慮した。はつりの影響は、はつり前のモデルと、はつり深さに相当する断面を欠損させたはつり後のモデルとの応力の差により検討した。はつり深さは実験ではつり深さを含む3ケースとし(図-11)、

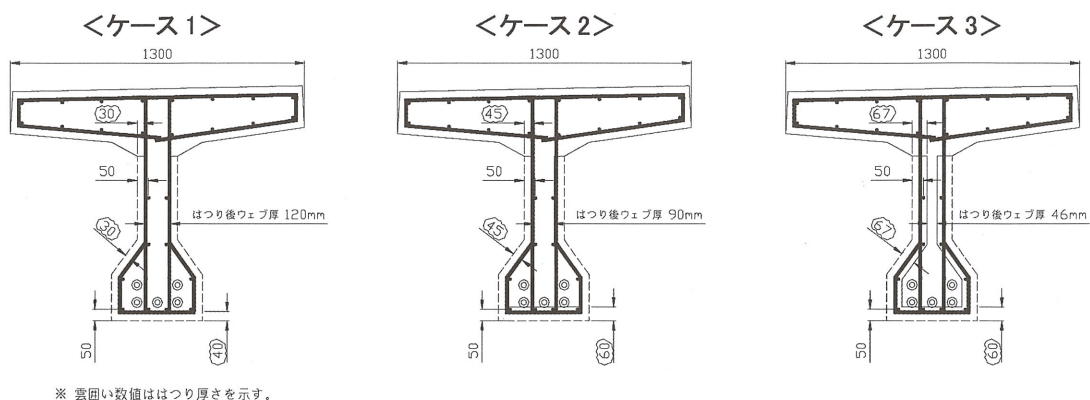


図-11 FEM解析を実施したモデルケース

ケース1はスターラップ表面まで、ケース2は実験と同様にウェブでスターラップの裏側まで、下フランジでは軸方向鉄筋の裏側までそれぞれはつった場合を想定した。さらに、ケース3はウェブにおいても軸方向鉄筋裏側まではつった場合に相当している。

4.2 実験概要

実験は写真-8に示すように撤去桁を設置し、断面修復の事前処理に標準的に用いられるウォータージェット（以下、WJと記す）工法ではつりを行い、撤去桁に設置したコンクリートゲージから、はつりに伴うプレストレスの再分配等のひずみ変動を計測することにより実施した。ただし、下フランジ部ではWJの照射によりコンクリートゲージが除去されるため、はつり後のひずみを計測することが困難であった。このため、プレストレスの再分配等の影響は、支間中央部での上縁コンクリートのひずみ変化とたわみの変動により検討することとした。

図-12にコンクリートゲージ位置を示す。コンクリートゲージは断面内の図-12に示す位置に、支間中央から1mピッチではつり範囲内で均等に配置した。はつりの手順を図-13に示す。断面内ではウェブ上端から順に①～③と下方に片側はつった後、反対側のウェブ上端に移り④～⑥と下方にはつり、最後に下フランジ⑦となる順ではつった。はつり深さは典型的な実構造物の塩害対策を想定して、ウェブでスターラップの裏側まで、下フランジでは軸方向鉄筋の裏側までとした。

はつり作業状況を写真-8、9に示す。はつりには主に写真-8に示すようなロボットを使用し、仕上げに一部ハンドガンを使用した。ロボットの1回の桁軸方向の施工ストロークは2mであった。



写真-8 WJはつりに用いたロボット



写真-9 はつり状況

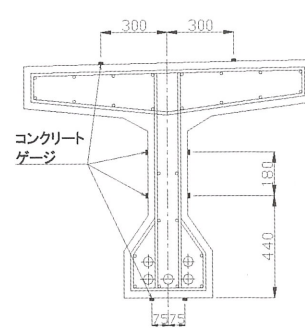


図-12 ひずみゲージ位置図

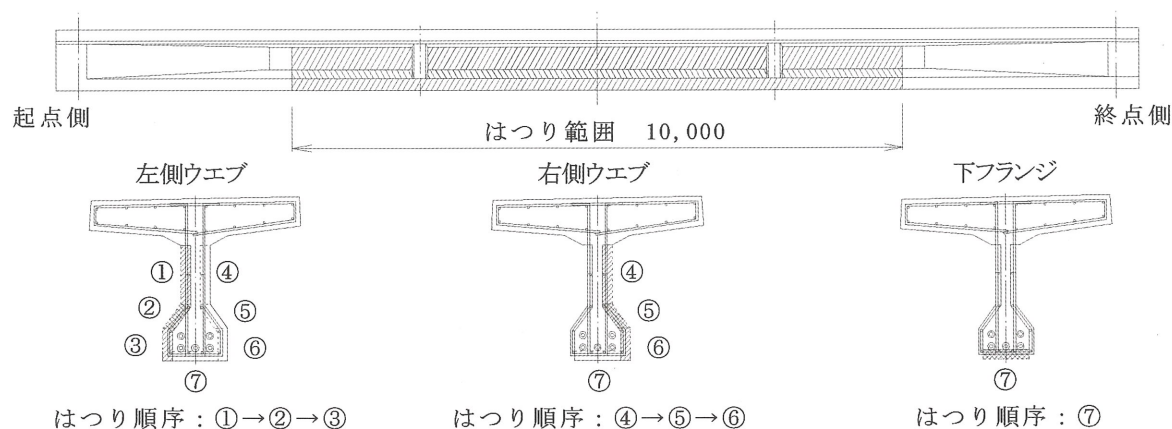


図-13 はつり手順

4.3 解析結果

FEM解析結果を表-4に示す。この結果から、実構造物を想定しているケース2でも橋面荷重が載った状態でウェブのスターラップ裏側まではつる場合は、支間中央部での下縁圧縮応力度がはつり前の約2倍となる14.96 N/mm²に上昇し、道示Ⅲの許容値に匹敵する状態になることがわかる。このようにはつり深さには限界があり、ウェブの軸方向鉄筋裏側まではつる必要がある場合は、段階的にはつりと断面修復を繰り返す等の施工手順への配慮が必要となることがわかった。

表-4 FEM解析結果(支間中央部の下縁応力度)

		はつり前	はつりケース1	はつりケース2	はつりケース3
撤去桁	計算値	10.85	15.95	19.84	31.86
	道示許容値※1	18.75	18.75	18.75	18.75
実橋※2	計算値	7.26	11.64	14.96	25.06
	道示許容値※1	15.00	15.00	15.00	15.00

※1 施工時の割増しとして、基準となる許容値を1.25倍している。
 ※2 ここでの『実橋』とは、橋面荷重を考慮した計算値を意味する。

4.4 計測結果

WJ工法によるはつり後の状況を写真-10に示す。実際の供試体では配筋が左右均等ではなく、はつり深さは異なる結果となった。解析モデルのケース2を図-14に示す実際のはつり深さに修正したもので事後FEM解析を実施した。

表-5にFEM解析値と実測値の比較を示す。また、表-5には参考のため従来の設計手法に基づく簡易計算結果も併せて示している。主桁上縁部の圧縮ひずみの増加量はFEM解析値と実測値とがよく一致しており、鉛直変位量も近い値を示している。この結果から断面はつりによるプレストレスの再分配の影響は、FEM解析により比較的精度よく推定可能であることが

表-5 FEM解析値と実測値の比較

	コンクリートひずみ(μ)		鉛直変位(mm)
	上縁	下縁	
実測値	39	—	5.00
FEM解析値	33	-174	6.87
簡易計算値	32	-184	—

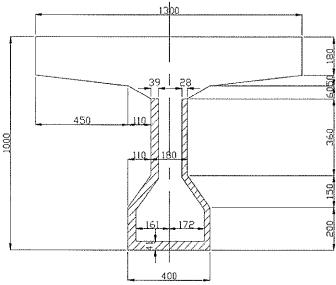


図-14 はつり深さの実測値

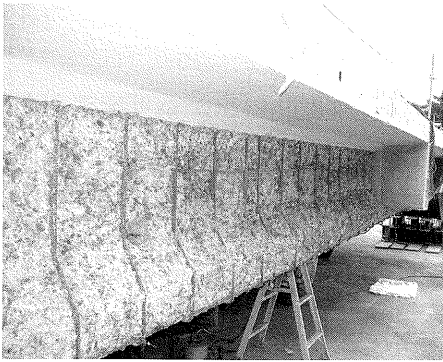


写真-10 はつり後の状況

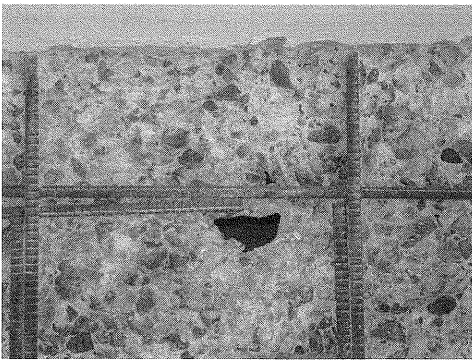


写真-11 深掘りによるウェブの貫通

わかった。また、今回の検討は断面欠損形状が広範囲にわたり均一であったため、FEM解析結果と従来の設計手法に基づく簡易計算結果とは近似していた。このように、単純な断面欠損形状の検討には簡易計算手法でも検討可能と思われる。

本検討ではこの他にも写真-11に示すように、劣化が進行している箇所等が脆弱部となり局部的に深掘りをしてしまうことが示された。実際の施工でPC桁をはつる場合は、はつり深さにばらつきが生じることに留意して計画を立てる必要があることがわかった。

5. 結論

本検討における実験及び計測により、以下の結論が得られた。

- (1) グラウトが十分に行われている場合、PC鋼材破断時のプレストレス損失範囲は、破断箇所周辺に限定され、その範囲は素線の合計断面積から求めた換算直径の65倍程度であった。
- (2) 桁内に配置されているPC鋼材の40%を支間中央部付近で切断し、設計荷重に相当する荷重を載荷すると最大ひび割れ幅は0.4mm程度まで開くことが示され、PC鋼材の破断は、耐久性を更に低下させる可能性があることが示された。
- (3) 比較的小支間の桁の場合、桁内配置PC鋼材量の40%程度の切断では支間中央下縁部で死荷重時に圧縮となるため、除荷後ひび割れはほとんど閉じることが示され、目視によるひび割れ発生状況の点検だけではPC鋼材の破断を発見することは困難であることが示された。しかしながら、通常PC鋼材は鉄筋の内側に配置されておりPC鋼材が破断する場合、周辺の鉄筋腐食も相当程度進行し、膨張によるかぶりコンクリートの剥離により発見される場合もある。
- (4) 外ケーブル補強でPC鋼材破断により失われたプレストレスを補えば、設計荷重の範囲でのひび割れ幅制御が可能であり、耐久性の回復も期待できることが示された。
- (5) グラウトによりPC鋼材破断によるプレストレス損失範囲が限定されている桁を外ケーブル補強した場合でも、終局まで局部的な破壊の進行は認められず、良好な耐荷挙動を示すことが示された。
- (6) 外ケーブル補強でPC鋼材破断により失われたプレストレスを補えば、局部的にプレストレスが損失した断面を有していても、終局時に450MPaを超える張力増加が認められ、ケーブル切断前の設計上の終局耐力を15%程度上回る終局耐力を得ることが示された。
- (7) WJ工法によるはつりに伴うプレストレスの再分配等の影響は、FEM解析により比較的精度良く推定できることがわかった。
- (8) PC構造物のはつり範囲には限界があり、典型的な塩害対策を想定した本検討では、はつり後の桁のプレストレスは支間中央部の下縁部ではつり前の約1.5倍となり、道示の許容値にほぼ匹敵する値となった。
- (9) WJ工法でコンクリートをはつる場合、劣化部で局部的な深掘りの生ずる可能性があり、施工計画の立案には十分な注意が必要であることがわかった。

最後になりましたが、本研究に多大なご指導、ご協力を頂いた横浜国立大学名誉教授の池田尚治博士をはじめ各委員、その他関係各位に心から感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 長田光二, 野島昭二, 佐藤正明, 濱田譲: PC橋の補修・補強技術に関する取り組み, プレストレストコンクリート, Vol.47, No.2, Mar. 2005
- 2) 長田光二, 本間敦史, 佐藤正明, 池田尚治: PC橋の補修・補強技術, コンクリート工学, Vol.43, No.12, 2005. 12
- 3) 長田光司, 野島昭二, 佐藤正明, 藤岡篤史: 撤去桁を用いた断面修復工法のはつり影響度に関する実験的検討, 第14回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.603-606, 2005年11月
- 4) 日本道路公団: 構造物施工管理要領, 2004年4月

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る発展—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
- (第34回) PC技術の進歩とその応用 *
平成18年 2 月

*印はテキスト在庫あり

平成18年1月31日	印 刷	P C 技 術 の 進 歩 と そ の 応 用	会員特価5,000円 (〒500)
平成18年2月1日	発 行		

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	舘 プレストレストコンクリート技術協会	〒162-0821
	TEL. 東京 (03) 3260-2521	東京都新宿区津久戸町4番6号
	FAX. 東京 (03) 3235-3370	第三都ビル
