

最近のPC技術の展開

—第23回 PC技術講習会—

平成7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

世界の P C の動向	1
横浜国立大学工学部 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 会長 池 田 尚 治	
建築用プレストレストコンクリート合成床板について	23
建築学会 PC 合成床板設計・施工指針をめぐってー 日本大学 教授 明石工業高等専門学校 教授 本 岡 順二郎 松 井 克 俊	
プレキャストセグメント工法の現状と展望	41
日本道路公団 (株)長大 山 縣 敬 二 秋 元 泰 輔 (社)P C 建設業協会 高速道路橋研究委員会	
道路橋の活荷重の改定と建設省標準設計および新 J I S の動向	65
建設省土木研究所 同 同 日本大学 教授 (社) P C 建設業協会 J I S 改正小委員会 同 同 同 西 川 和 廣 神 田 昌 幸 村 椿 良 範 山 崎 淳 中 條 友 義 深 山 清 六 野 村 貞 広 岩 本 久 信	
新しい形式の P C 橋について	105
西湘バイパス小田原港橋, 屋代南・北橋梁, 奥山橋, 名取川橋梁ー 日本道路公団 日本鉄道建設公団 同 阪神高速道路公団 同 東日本旅客鉄道(株) 同 山 縣 敬 二 宮 崎 修 輔 古 賀 学 前 川 義 男 幸 左 賢 二 石 橋 忠 良 大 庭 光 商	
最近の P C 構造物の紹介 (スライド)	133
(社)プレストレストコンクリート建設業協会 広報部会スライド小委員会	
(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	153

世 界 の P C の 動 向

(社)プレストレストコンクリート技術協会 会長 池 田 尚 治
横浜国立大学工学部 教授

1. は じ め に

プレストレストコンクリート(P C)は今や現代社会の社会基盤施設の建設および維持管理に欠くことのできない技術となってきた。プレストレストコンクリートは我が国は勿論のこと世界各地で活用されており、その発展の動向を知ることは重要である。P C技術の最先端の情報を把握する有力な方法は、P Cに関する国内および国外で開催されるシンポジウムやワークショップに出席することである。国内では1990年より当技術協会が主催する「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」が毎年実施されており、国内でのP Cの情報はこのシンポジウムに参加することによって容易に得ることができる。世界各地におけるP Cの動向については、F I P(国際P C連合)の国際シンポジウムや国際大会に参加することによって最新の状況を知ることができる。また、F I Pでは他の学協会と共催してP Cに関連する特定テーマのシンポジウムを開催することがある。

ここでは、世界のP Cの動向と題して1994年5月29日～6月3日に開催されたF I Pの第12回大会および1994年10月12日～15日に開催された、F I P, I A B S E, A F P C共催の吊構造橋梁の国際会議の内容紹介を含めた最近のP Cに関する動向について述べることとする。

2. F I P第12回大会

F I P第12回大会が1994年5月29日より米国のワシントンD Cで開催された。大会のテーマは、**Planning for Tomorrow — Prestressed Concrete in the Next Century**であった。「明日への計画—21世紀のプレストレストコンクリート」という意味であり、7年後の21世紀へ向けてP Cを考えるテーマの設定であると思われた。

表—1に大会の日程と内容の概要を示す。この会議で発表された講演の内容は2冊の大会論文集に載せられている。また、ここに収録されなかった論文や総括報告は別冊の論文集として後日刊行される予定である。この大会で発表された内容はP C全般にわたっているが、最近完成したり現在工事中である世界の主要なP C構造物が色々の形で紹介されているのは興味深いことである。参考のために付表—1としてこの大会の論文集の目次を示す。この大会では、大会の4ヶ月前に発生した米国のノースリッジ地震についてセッションを設け詳細な報告と討議が行われたことは誠に時宜を得たものであった。なお、本大会の全体の概要については会誌vol.36, No.5に詳しく紹介されているので参照されたい⁽¹⁾。

表－１ FIP 第12回大会の日程と内容

時間7:30		12:30		13:00		18:00	
午 前		昼 食		午 後		夕 方	
5/28 (土)	各委員会 会議参加登録			各委員会 会議参加登録			
5/29 (日)	FIP理事会 PCI理事会 各委員会			FIP理事会 PCI理事会 各委員会 会議及び展示会場の開 催レセプション (テープカット/15:00)			
5/30 (月)	1) 開会式 FIPメダル贈呈	2) 特別講演	展 示 者 主 催 の 昼 食 会	3) 各国別報告 4) PCの新材料と新技術 5) Management for Change 6) 米国セグメント工法橋梁の発達と適用 7) 品質保証－PC業界の認証制度			
5/31 (火)	8) Prefabri cation	8) の継続		10) の継続	FIP 総会		
		9) PC業界における 自動化 10) R&D:次世代に おける成長のポイ ント 11)マーケティングに 関する提言		12) Prefabrication Hand Book につ いて			
				12)の内、耐震について 12)の内、プレキャスト 橋梁について			
				13) FIP各委員会報告 14) 規格及び設計基準 15) プレキャストPC橋梁－将来に向かって 16) GFRCパネル標準書第3版の解説		建設関連 PC業界の レセプション	
6/1 (水)	PC建築ツアー			18) PC橋梁 19) プレキャストPC構造とディテール 20) PC建築 21B) 耐震II－各国の設計指針 22) PC橋梁－プロジェクトと展望		コンgres レセプション & 夕食会 (ダンス)	
	17) PC構造 (I)	17) の継続 (II)					
		展示場オープンハウス 21A) 耐震 I : ノースリッジ地震					
6/2 (木)	23) コンクリートと環境 (I)			24) FIP アワード			
	構造用プレキャストコンクリート プラントのツアー			25) 閉会式			
		23) の継続 コンクリートと環境 (II)					
6/3 (金)	チェサピーク・デラウェア運河橋視察			チェサピーク・デラウェア運河橋視察			

3. 吊構造橋梁の国際会議

フランスで建設を進めていた世界最大の斜張橋であるノルマンディ橋がほぼ完成することを記念してノルマンディ橋の橋梁地点に近い都市であるドービル市において吊構造橋梁の国際会議が1994年10月に開催された。長大橋梁の建設については世界各国で大きな関心が持たれていることから、この会議には世界各国から合計で700名を超える参加者が集まった。この会議では通常のシンポジウム形式の講演のほかに同時に特定の技術的テーマに関するセミナーも実施された。この会議の論文集は、講演部門とセミナー部門にそれぞれ分かれた2冊の論文集として構成された。世界各地のP C斜張橋やP C吊構造がこの論文集の中に報告されているのでこの論文集は極めて貴重な情報源といえる。ここでは参考として付表-2に講演部門の論文集の目次を示す。

この国際会議ではノルマンディ橋の建設の詳細について単独のセッションを設けて発表が行われた。また、支間215m、けた高45cmのP C斜張橋であるギリシャのエブリポス橋の概要についても報告されている⁽²⁾ (写真-1, 写真-2)。

なお、この会議の最終日にはノルマンディ橋の建設現場を見学するスケジュールが組まれ、閉合したばかりのこの橋梁の全長約2100mを徒歩で渡ることができた (写真-3, 写真-4)。



写真-1 エブリポス橋 (ギリシャ)



写真-2 エブリポス橋のバックスティ部

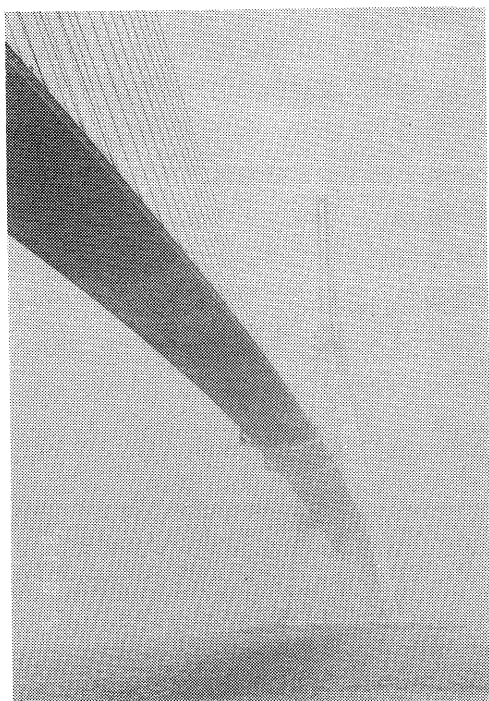


写真-3 ノルマンディ橋 (フランス)

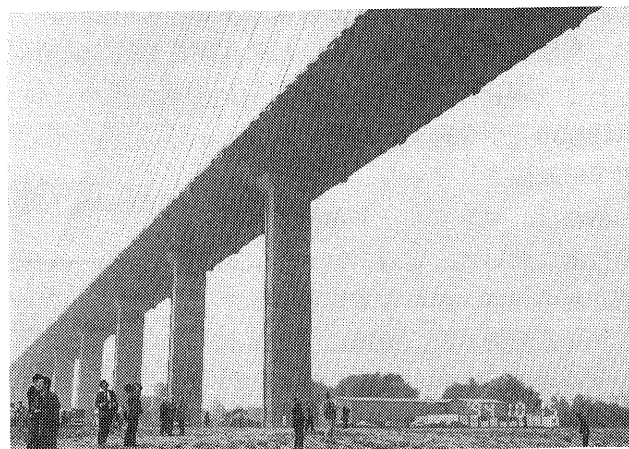


写真-4 ノルマンディ橋の側径間部

4. ノルマンディ橋

ノルマンディ橋は橋長2141m、856mの中央径間でセーヌ川をまたぎ、アプローチ部はコンクリート桁、中央径間の中央部分のみ鋼桁の、複合斜張橋である⁽³⁾ (図-1)。

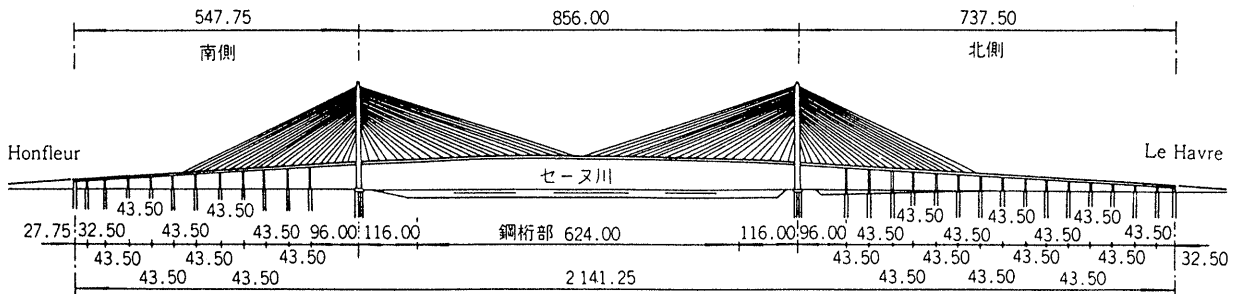


図-1 ノルマンディ橋の一般図

アプローチ部は多数の脚によって密に支持され、アプローチ部の最も外側のやや短い支間と、両主塔際の96.00mの支間を除く主な支間長は43.50mである。アプローチ部のコンクリート桁はそのまま中央径間側に左右各々116mずつ張り出され、中央径間の鋼桁部分の延長は624mとなっている。

主桁は主塔に剛結されており、中央径間および主塔は骨組として挙動する。このため、温度荷重が顕著なものとなるが、この地方は温暖で安定した気候であるため、風荷重による影響と比較すると些細なものである。

コンクリート桁 (45tf/m、橋面工等を含む) と鋼桁 (13tf/m) では死荷重に大きく差があるため、アプローチ部のコンクリート桁は密に配置された脚によって支持される必要があるが、両主塔際外側の1径間のみは、中央径間側に張り出されたコンクリート桁と荷重的につり合うため、支間長を長く取ることができる。このコンクリート桁と鋼桁の重量の差が、中央径間に活荷重、風荷重等が載荷された際に発生する、アプローチ部側のアップリフトを抑える働きをしている。

しかし、各々の主塔際の橋脚上においてはアップリフトが生じるため、主桁は4本の鋼より線 (それぞれ、ストランドφ15mm×19本) によって橋脚に結合される。桁は、この脚上において橋軸方向可動となっているが、鋼線下端が脚の非常に低い位置に定着されているため、問題ない。

アプローチ部の剛性が脚による密な支持によって高まるため、アプローチ部に結合される斜材を通じて主塔の変形も大きく減少し、主径間の変位も減少することとなる。また、斜材内の応力の変動も小さくなり、斜材の疲労損傷も少なくなる。更に、桁と主塔が剛結されていることにより、主径間に生じる水平方向のたわみも制限される。アプローチ部においては、1つの脚上にそれぞれ2つずつのテフロン製の沓が配置されており、橋軸方向可動で、横方向の移動については片方の沓が制限している。この沓によってアプローチ部の面外変位を制限することによっても、また主径間の面外変位が抑制されている。

主桁断面については、高いねじり剛性を持つ流線形の箱桁断面で、景観上の配慮から、コンクリート桁部分および鋼桁部分両方に同様な断面形状が採用されている (図-2)。風洞実験の結果から、箱桁の高さは渦励振の発生を抑えるために3.0m

以下に制限されている。

斜材は、コンクリート箱桁では横桁位置において、定着ブロックに定着されている。斜材定着位置にはケーブルが配置され、横桁にプレストレスを導入し、斜材による箱桁内の応力を分散させている。

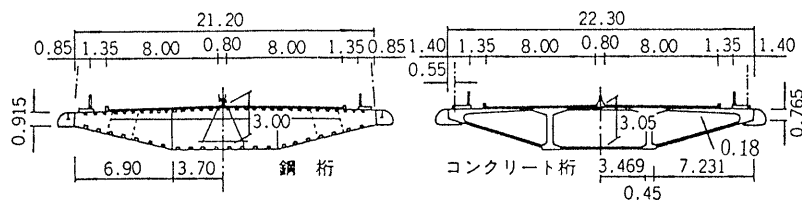


図-2 主桁断面図

斜材は直径15.7mmのストランドで、各々に防食処理が施されている。ワイヤは亜鉛めっき処理され、ストランドとしてまとめられ、熱処理されたのちに、ワイヤ間の隙間はオイルワックスによって充填される。ストランドはその後、最低1.5mmの高密度のポリエチレン被覆によって防護される。ストランドの破断荷重は27tonfであり、供用時の設計作用力は10tonfである。

定着はフレシネ方式である。主塔の斜材定着部は鋼製の箱を橋軸横方向からC形のコンクリート部材で挟み込む、合成構造となっている。アプローチ部の施工は、押出し工法によって施工された。

押出し工法によって架設されるアプローチ部の施工は、6%の縦断勾配のため容易ではない。検討の結果すべての受け点に天端6%勾配になる台形の受け台を取り付ける工法を採用した。その工法は、橋台中央部の水平ジャッキで、押出し支承とともにコンクリート桁を橋軸方向15cm移動させる。摩擦力を抑えるために小さなローラからなるすべり装置が用いられた。橋軸方向に受け台とともに移動させた後に全支点位置の制御装置を持つ鉛直ジャッキで桁を9mm突き上げ、同時に水平ばねが受け台を最初の位置まで引き戻す。鉛直ジャッキのストロークを元に戻し、次の押出しステップに備える。

桁の施工は、橋軸方向7.25mのセグメントごとに行われる。7.25m当りの押出しに要する時間は3時間であった。またセグメント当りの施工サイクルは2日であった。

中央径間部コンクリート桁の張出し部とアプローチ部の架設は、桁高の制限によって困難なものであった。

本斜材を使用して張出し部の施工を行うことが不可能なため、新たに架設する長さ2.6mのセグメント用の一対の架設用斜材システムの構築が必要であった。

施工ステップごとの架設用斜材を移動し本斜材を緊張させるためには、詳細な施工手順を検討しなければならなかった。幾何学上の制限から、架設用斜材は箱桁の中央ウェブにアンカーされた。

風の影響を考慮し、中央径間の鋼桁架設期間中、風が引き起こす振動を減少させるために水平移動量を制限するようなTMD（動的制振装置）を設計した。TMDの全重量は約50tあり、40tの可動質量だった。両可動質量は張出し施工に従って前方に移動する。

5. 最近のコンクリート技術

PCの最近の動向を述べるに際しキーワード的に最近のコンクリート構造物に関する技術を述べる必要がある。

高流動化剤の出現はコンクリートの施工性を著しく改善し、現場での省力化に大きく寄与した。また、シリカフュームと高流動化剤との併用により圧縮強度が1000kgf/cm²以上のコンクリートが出現した。

鉄筋の太径化も進み、直径が57mmおよび64mmのねじふし異形鉄筋が実用化され、合理的に大型鉄筋コンクリート構造物を建設することができるようになってきた。鉄筋の継手についてもアモルファス継手、エンクローズ溶接継手、ガス圧接継手および機械式継手などの多様な継手方式を採用することが可能となった。

PC鋼材については従来から用いられているφ12.4mmのストランドの他にφ15.2mmのストランドが用いられるようになり、大容量の緊張用ケーブルシステムが活用できるようになってきた。

PC斜張橋の発展とともに外ケーブルによるプレストレス技術が登場し、PC構造物の設計施工に大きな変革をもたらされた。PC斜張橋の出現は、従来では鋼構造物の範疇にあった長大橋の分野にコンクリート構造を進出させることとなり、スペインのルナ橋やノルウェイのスカルンズンド橋が完成した時点では、それぞれが鋼斜張橋を抜いて世界最長支間の斜張橋として登場したことは記憶に新しい。

省力化、合理化の観点からのPC構造物の発展は著しく、大規模なプレキャストセグメントPC構造が欧米の橋梁建設に採用されてきた。米国キーウエストのセブンマイル橋、フランスのレ島橋、などはこの工法と外ケーブルとを組合せて建設された海上の長大橋梁として知られている。我が国においても日本道路公団が四国の重信川高架橋の建設にこの方式を採用することとなり現在工事が進められている。

プレストレストコンクリートは海洋における石油採掘貯蔵施設構造物にも用いられており、現在までの最

大規模のものとしてノルウェイで建造中のトロール (Troll)は全高370m、コンクリート量23万 m^3 、使用P C鋼材量7400tonの巨大な着底式P C海洋構造物である。

P C橋としては以上のほか鋼波板ウェブを用いた複合P C橋や、外ケーブルを中間支点上で斜張橋の場合のように突出させたエクストラード橋などの新しい技術が見られる。

フランスのノルマンディ橋は前述のように中央支間部624mを鋼桁とし、他をコンクリート構造として世界最大支間856mの斜張橋となった複合橋梁である。

プレストレストコンクリート用の緊張材としてP C鋼材に代って登場してきたのが新素材である炭素繊維やアラミド繊維による緊張材である。軽量で錆びることがなく、かつ、磁性を持たないのでその適用が注目されている。

一方、プレストレストコンクリートは上に述べたような順風満帆と言える発展とは対照的にその耐久性に関する問題点が一部の構造物で見られるようになってきた。即ち、グラウトの施工不良によるP C鋼材の破断事故が僅かではあるが顕在化してきたのである。耐久性の問題はP C構造物に限ったことではなく鋼構造物にも見られるが、良質の社会資産の建設のためには耐久性に対して十分な対策が望まれる。P Cグラウトの設計施工方法の改善やP C鋼材のエポキシ樹脂被覆塗装などの対策が既に提案され実施に移されている。後付着P C鋼材 (開発名:アフターボンド) や中空P C鋼棒なども開発され注目されている。

設計法の変革として許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行されつつあり、一部の土木構造物の設計にその概念が導入され始めた。欧州統合によるEurocode (欧州構造規準) の登場や国際単位系であるS I単位への移行は構造設計規準の国際化を促進させていると思われる。

次に今世紀末までのコンクリート構造物の状況を考えてみよう。

西暦2000年までに出現するコンクリート構造物は、現在計画あるいは設計されている構造物であるからその姿は相当に確定的なものと言えよう。5年前に描かれていた設計図やパースが現在その姿を現わしていることを思い起せばよいのである。5年後には世界最大支間を誇り、巨大なコンクリート基礎を持つ明石海峡大橋や世界最大支間の斜張橋となる複合形式の多々羅大橋も完成する時期である。これらの完成と同時にこれらのアプローチ部分のコンクリート構造物も続々と完成することとなる。東京湾横断道路プロジェクトの工事も終了し我が国におけるこれらの大プロジェクトの建設の成果が大きく評価され、21世紀のスタートが切られることとなる。ヨーロッパでは巨大プレキャストセグメントを用いたデンマークのグレートベルト橋が既に開通している筈であり、北欧の新しい交通網の整備が大きく進むものと思われる。米国においても軍需産業へ向けられていた予算が公共投資に振り向けられ、橋梁等のコンクリート構造物の建設が大いに盛んになっているものと思われる。

翻って、現在のところ疲労や耐久性に関して苦慮されている問題点についても十分な検討が加えられ鉄筋コンクリート構造物やP C構造物に対する社会の評価も大いに高まっているものと考えられる。ただし、そのためにはコンクリート構造物の耐久性の向上に関して真摯な努力を今後継続することが条件である。

コンクリートが社会基盤施設の構造物の主要材料となったのは20世紀になってからである。あと5年でこの世紀も終りであるが、この100年間はコンクリートが人工物として人間社会の環境を形造ってきたのである。従って今後の5年間に造られるコンクリート構造物は20世紀のコンクリート構造物の締めくくりの構造物となるものである。

現在、高強度コンクリートに対する関心が高まっており、この方面の開発が大いに進められている。コンクリートの高強度化が進めばそれと共に耐久性も改善されると同時に構造全体の軽量化を図ることができる。ただし、高強度コンクリートを造るには良質の骨材の入手が必須の条件である。一般的に言って、圧縮強度が600kgf/cm²程度までは通常の骨材を用いても得られやすいので、この辺が高強度の目安になるものと思われる。圧縮強度が1000kgf/cm²程度のコンクリートの製造には骨材の産地やその輸送方法が問題となるので地域による影響が大きいものと思われる。

安定的に高品質の骨材が得られるならば高強度コンクリートは機能性の高いコンクリートとして大いに活用されるものと思われる。

プレキャストセグメント化と高強度コンクリートとの組合せは望ましい姿であり、種々の構造物に適用されるものと思われる。

コンクリートの発展にとって混和剤の発展の寄与は極めて大きかったが今後もこれを大いに期待できるものと思われる。混和剤の使用方法やコンクリートの練り混ぜ方法あるいは養生方法などの技術も高度化し、コンクリート技術が現在の初等的な技能から高度に専門化されたプロフェッショナルな技術に変貌することが十分に考えられる。

コンピューターによるグラフィック技術が普及し、設計面では美観や造形が第一の主要項目となり、機能性や耐震性および安全性に優れたコンクリート構造物が容易に計画できるようになるものと思われる。また、個々の構造物のみでなく風景の中の構造物としてコンクリートの色調や仕上げなども考慮した造形が求められるものと思われる。

鋼や新素材との複合も一層進み、鋼構造とコンクリート構造との協調が進むものと期待される。

構造物に眼を転ずれば、長大PC橋の建設は大いに進むものと思われるが、水深があまりに大きい海峡を渡るような場合には潜水式の水中トンネルや水中橋梁の技術が登場してくるものと思われる。既に1km以上の海底沈埋トンネルや海上浮橋がコンクリートで造られていることから考えてもコンクリート製の潜水トンネルの実現は有望であろう。

6. おわりに

本文は世界のPCの動向のごく一部を述べたにすぎない。1995年9月のFIP国際シンポジウムはオーストラリアのブリスベンで開催が予定され、また1996年9月にはイギリスのロンドンでFIP国際シンポジウムの開催が計画されているので、世界のPCの動向を把握するためにも是非これらの国際会議に参加していただきたい。

また、今年10月に松江市において第5回の国内PCシンポジウムを実施するので御支援をお願いしたい。

参考文献

- 1) 緒方, 前田, 山花, 第12回FIP国際会議に出席して, プレストレストコンクリート vol.36, No.5, 1994. pp.64~68.
- 2) Schlaich, Jorg, Aesthetics and Structural Performance of Cable-Supported Bridges, Proc. Cable-Stayed and Suspension Bridges, Oct.12-15, 1994, Deauville, pp.43~52.
- 3) M. Virlogeux: Normandie Bridge Design and Construction, 橋梁と基礎, 1994年9月号および10月号 (海外文献紹介, 津野和宏, 碓山晴久)

*Washington 29 May–2 June**FIP XIIth International Congress*

Contents

VOLUME 1

<i>Preface</i>	<i>v</i>
<i>Part A. Reviews and New Directions</i>	<i>A1–20</i>
<i>Part B. New Materials and Technology</i>	<i>B1–88</i>
<i>Part C. Prefabrication</i>	<i>C1–54</i>
<i>Part D. FIP Planning and Design Handbook on Precast Building Structures</i>	<i>D1–15</i>
<i>Part E. Precast Assemblies under Seismic Conditions</i>	<i>E1–39</i>
<i>Part F. Precast and Prestressed Bridges</i>	<i>F1–142</i>

VOLUME 2

<i>Part G. Codes and Design Rules</i>	<i>G1–57</i>
<i>Part H. Prestressed Concrete Structures</i>	<i>H1–31</i>
<i>Part J. Precast Prestressed Concrete Structures and Details</i>	<i>J1–60</i>
<i>Part K. Concrete and the Environment</i>	<i>K1–70</i>

Part A

Reviews and New Directions

<i>European developments in concrete structures</i>	A3
Prof. Dr. René Walther	
<i>New directions for prestressed structures</i>	A9
David Lee	
<i>Architecture of bridges as developed from the structural solution</i>	A13
Dr. Jiri Strasky	

Part B

Prestressed Concrete: New Materials and Technology

<i>New development of unbonded tendons for external prestressing: a new development of unbonded tendons with protection by soft materials</i>	B3
Roger Lacroix and Pierre Jartoux	
<i>External cable systems in Japan applied the epoxy coated strands</i>	B6
S Taniyama and Y Mikami	
<i>Static and impact behaviour of prestressed concrete beams using braided aramid fiber reinforced plastic rods as prestressing tendons</i>	B14
Hiroshi Mikami, Tomio Tamura, Norimitsu Kishi and Ken-ichi G. Matsuoka	
<i>Electrical testing of ground anchors</i>	B18
T Schneter, Marcel Grimm and William Neely	
<i>Modern stay cable technology</i>	B25
J-P Fuzier	
<i>Very high capacity ground anchors used in strengthening concrete gravity dams</i>	B30
Brian A. Cavill	
<i>Experience gained using optical fibre sensors on a road bridge</i>	B39
Professor Kurt Moser and Manfred Roner	
<i>Fibre reinforced plastic tendons – state of the art of development and application</i>	B45
Dr. Ing. F.S. Rostasy	
<i>Performance of fibre reinforced plastics in prestressed concrete bridges</i>	B49
M. Arockiasamy, M.A. Shahawy, S. Kanneganti, P. Qiao, R. Sowrirajan, K. Sandepudi and M Zhuang	
<i>Investigation of beams partially prestressed with carbon fibre reinforced composite tendons</i>	B56
Sang Mo Jeong, Antione E. Naaman and Kiang Hwe Tan	
<i>Use of epoxy coated prestressing strand in concrete bridge structures</i>	B62
Mark Moore	

<i>Friction losses in segmental bridge tendons</i>	B68
John E. Breen, Rodney T. Davis and Truc T. Tran	
<i>Prestressed concrete lining structure for power tunnel for the Geheyan Hydro-power Project</i> <i>Qingjiang river</i>	B75
Fu Jitao and Xie Huongbin	
<i>Potential savings and consequences of low density concrete in offshore structures</i>	B78
Kolbjørn Høyland, J.K. Johnsrud and Kjellbjørn	
<i>A prestressed beam without conventional reinforcement</i>	B86
P. Richard, M. Cheyrezy and J Dugat	

Part C

Prefabrication

<i>Trends in precast/prestressed concrete business in the USA</i>	C3
Robert Finfrock, USA	
<i>Perspectives for prefabrication technology</i>	C6
Arnold Van Acker	
<i>The invisible corbel</i>	C9
S. Alexander	
<i>The present state of the art of precast parking garages – the evolution of a system</i>	C15
Thomas J. D’Arcy	
<i>High specification visual precast concrete for structural use</i>	C20
K.S. Elliot and S. Filipowicz	
<i>Development of new floor systems for precast concrete structures</i>	C26
Richard Prior, Stephen Pessiki, Richard Sause and Sarah Slaughter	
<i>Experimental research on prestressed hollow core slab floors with in-situ concrete topping</i>	C33
Pedro Serna Ros, F. Domingo Cabo, P.F. Miguel Sosa and M.A. Fernandez Prada	
<i>A knowledge-based curing system to control the head of hydration effects in precast prestressed</i> <i>elements</i>	C42
Fernando A. Branco, Pedro Mendes and Paulo Tiago	
<i>Precast prestressed concrete double tees with web openings</i>	C48
John Savage, Panchy Arumugasaamy, Maher K Tadros, Amin Einea and Larry Fischer	

Part D

FIP Planning and Design Handbook on Precast Building Structures

<i>General review</i>	D3
A. Van Acker	
<i>General design principles and skeleton structures in precast concrete</i>	D6
Prof.dipl.-ing. J.N.J.A. Vambersky	
<i>Precast floor and wall assemblies</i>	D11
Arto Suikka	

Part E

Precast Assemblies under Seismic Conditions

- Full scale tests on seismic behaviour of hollow-core floors without topping* E3
M. Menegotto
- Precast seismic resistant frames using unbonded prestressing tendons* E10
M.J. Nigel Priestley and Gregory A. MacRae
- Seismic behaviour of an all-precast six-storey office building* E16
Maher K. Tadros, Rafael Magana, Arturo Schultz, Amin Einea and Say-Gunn Low
- Seismic resistance of joints in precast shear wall panels* E23
A.E. Schultz, Maher K. Tadros, Xiao Ming Huo and Rafael A. Magana
- Which should be adopted as a building system in seismic regions – prestressed concrete or reinforced concrete?* E28
M. Nishyama, F. Watanabe and H. Muguruma

Part F

Precast and Prestressed Bridges

- Design and construction of the Stongasunet bridge* F3
Torbjorn Kjoberg
- Hawaii H-3 windward viaduct* F7
Gerard Sauvegeot
- Precast construction – bridges* F13
Paul E. Modorf
- Precast segmental bridges in Asia: The Kwun Tong bypass project* F19
Olivier Martin and Jacques Boudot
- Experience from the design and construction of three major US bridges* F27
W. Denney Pate, Alan R. Phipps, Philip M. Hartsfield and Linda Figg McCallister
- Achievement of continuity in precast elements by the use of post-tensioning* F32
Viljem Celcer, Marjan Pipenbacher, Viktor Markelj, N. Pintari and P. Defar
- Prestressed concrete structures industrialized prestressed overpasses* F36
Gilles Causse
- The West Bridge of the Great Belt Link in Denmark – integrated design and construction* F43
J. Visser and D.W. Bilderbeek
- Design and construction of the precast segmental concrete arches on the Natchez Trace parkway* F51
John A. Corven and John W. Jordan
- Design and construction of the Odawara Port Bridge – the first extradosed bridge* F56
Akio Kasuga, Yoshiaki Sirono, Gou Nishibe and Hiroaki Okamoto
- Second Severn bridge, UK* F63
M.S. Fletcher, J.P. Teysandier, N.D. Haste, Y. Maury, P. Richard

<i>The new bridge over the Elom River</i>	F69
Paul Aublanc, Alain Chauvin, Michel Placidi and Philip Redoulez	
<i>Design and construction of the cable stayed Quetzalapa Bridge on the Mexico City/Acapulco Highway</i>	F75
Carlos King Revelo, Jorge Arriota and Alan Chauvin	
<i>The A 75 motorway bridge over the River Truyere at Garabit</i>	F80
G. Gillet, B. Canitrot, B. Bouvy, A. Palacci and B. Raspaud	
<i>The Helgeland Bridge – a slender concrete cable stayed bridge located in a severe environment</i>	F85
Elljarn Jordet and Holger Svennson	
<i>The Skarnsundet Bridge</i>	F93
Carl Hansvold	
<i>Two prestressed concrete viaducts in Croatia</i>	F98
V. Rimac, V. Acanski and Z. Maric	
<i>Recommissioning of Nehru Bridge at Goa, India</i>	F102
S.A. Reddi and C. Bhattacharjee	
<i>Long-span curved prestressed concrete arch bridges. A modern arch bridge in Taiwan</i>	F107
Pao Chang Chen, Wen-Chi Fang and J.C. Tai	
<i>Unique erection method for Amakogawa bridge – an inverted Langer fixed arch bridge</i>	F114
Masakazu Horiguchi, Makoto Sadamitsu, Jiro Nakahara, Koki Okada and Chin Long Chuah	
<i>The design and construction of Northumberland Strait Crossing Fixed Link Project</i>	F120
G. Tadros, R. Gilmour, A. Ghali and W. Dilger	
<i>The Bourgoyne Bridge</i>	F127
M. Virlogeux et al	
<i>The Truc de la Fare Bridge</i>	F133
M. Virlogeux, E. Bouchon, J. Lefevre and J. Resplendino	
<i>Synchronised erection of prestressed beams for two bridges at Surat, India</i>	F139
H.D. Matange	

Part G

Codes and Design Rules

<i>The development on concrete codes in Europe and the UK</i>	G3
Dr. George Somerville	
<i>Prestressed concrete – a guarantee of quality</i>	G12
Roger Lacroix, Robert Chaussin, Alain Chabert and Pierre Jartoux	
<i>Codes and design rules for prestressed concrete in Japan</i>	G17
Professor Shoji Ikeda	
<i>Quality assurance and production control of future European steels for reinforcement of prestressed concrete and factory made stay cables</i>	G21
Dr. Ulrich Morf and Niklaus Winkler	
<i>Design rules on the improvement of the pre-warning behaviour of prestressed concrete structures</i>	G26
G. Konig, N. Tue, T Bauer and D. Pommerening	
<i>Seismic design approach for prestressed concrete buildings</i>	G31
F. Wanatabe, M. Nishiyama, S. Okamoto and H. Kato	

<i>Shear strength of unbonded post-tensioned concrete waffle slabs at internal columns</i>	G37
Dr. J. Harrop and Moses A. Tyengunmwena	
<i>Anchorage zone design for post-tensioned concrete</i>	G46
David H. Sanders and John E. Breen	
<i>The new AASHTO recommendations on reinforcement for reinforced, prestressed and partially prestressed concrete</i>	G52
A.E. Naaman	

Part H

Prestressed Concrete Structures

<i>Post-tensioning the world's largest clinker silo</i>	H3
John Sindell	
<i>Special-shaped prestressed concrete structures</i>	H8
David Rogowsky and Donald Kline	
<i>The containment slab of the Narora and Kakrapar Atomic Power Projects, India</i>	H12
S.G. Jogelkar and B.D. Rahalkar	
<i>Floating concrete platforms – the offshore structures of the next century</i>	H17
Svein Fjeld	
<i>The Coopers and Lybrand Tower – structural design, analysis and construction aspects</i>	H24
Peter R. Boardman	

Part J

Precast Prestressed Concrete Structures and Details

<i>The effect of duct arrangement on lateral tendon breakout</i>	J3
D. Van Landuyt and J. Breen	
<i>Applications of high strength concrete to prestressed girder industry</i>	J8
Alireza Mokhtarzadeh, Tess Ahlborn and Catherine French	
<i>Development length of epoxy-coated prestressing strand</i>	J12
Susan Lane	
<i>Anchorage of strands</i>	J16
L. Vandewalle and F. Mortlemans	
<i>Coating of tendons</i>	J23
D. Jungwirth and A. Windisch	
<i>Lessons learned from segmental concrete bridge construction details</i>	J28
Dan Burroughs, Greg Reese, James Lockwood and Joe Showers	
<i>Effect of prestressing on the shear strength of concrete deep beams</i>	J33
S. Teng, K.H. Tan, L.W. Guan and F.K. Kong	
<i>Prefabrication in the developing countries of Asia and Africa</i>	J40
C.R. Alimchandani	

<i>Chinese experiences in precast concrete shaft linings for the coal industry</i>	J44
Liu Rihui, Hong Boqian, Zhao Yaping, Zhang Guoxin and Zhou Haoliang	
<i>The Nhava Sheve silos, India</i>	J47
S.A. Reddi and N. Prabakar	
<i>Concrete sports facilities</i>	J51
Leslie D. Martin and Kenneth R. Kowall	
<i>Ductile connections for precast concrete frame systems</i>	J56
Lucio Palmieri, James King and Catherine French	

Part K

Concrete and the Environment

<i>Advances in reinforced and prestressed concrete materials – the past and the future and the environment</i>	K3
D. Pfeifer	
<i>New strategies for environmental protection – the role of concrete structures</i>	K12
K. Van Breugel	
<i>Aesthetics of prestressed concrete bridges – in harmony with their environment</i>	K18
E.C. Figg, J.A. Corven and Linda Figg McCallister	
<i>Durability of prestressed concrete and its improvement</i>	K23
D. Jungwirth and A. Windisch	
<i>Precast prestressed concrete housing in rural Bangladesh</i>	K30
M.A. Mannan and Kashfia Billah	
<i>Aesthetics in structures – a perspective from the Afro-Asian region</i>	K35
C.R. Alimchandani	
<i>235 MW containments at Kaiga – 1 & 2 and RAPP – 3 & 4, India</i>	K39
S.G. Joglekar and M.M. Tilak	
<i>Prestressing techniques for rehabilitation and strengthening</i>	K44
C.R. Alimchandani, S.G. Joglekar and S. Rangarajan	
<i>Application of advanced construction engineering in development countries – an Indonesian example</i>	K49
Dr. W. Wangsadinata and J. Himawan	
<i>Taking advantage of the environmental challenges facing the precasting industry</i>	K54
Sven Alexander	
<i>The prestressed concrete bridge capacity rating, quality control and serviceability for planning for tomorrow</i>	K61
Professor T. Javor	
<i>Impact response of prestressed concrete rock shed structure under falling rock</i>	K66
Yoshimi Sonada, Nobutaka Ishikawa, Kazutaka Kobayashi and Yoshiharu Matsuba	

INTERNATIONAL CONFERENCE A.I.P.C. - F.I.P.

DEAUVILLE

October 12-15, 1994

Ponts suspendus et à haubans

Cable-stayed and suspension bridges

Proceedings, Volume 1

SOMMAIRE/SUMMARY

Pages

THEME 1 - Développements récents dans les ponts suspendus et à haubans

Recent progress in cable-stayed and suspension bridges

Orateurs invités/Invited speakers

- Les ponts à câbles : des origines à la conquête des grandes portées, by Jacques Mathivat (France) 3
- Development of modern cable-stayed bridges, by René Walther (Switzerland) 33
- Aesthetics and structural performance of cable-supported bridges, by Jörg Schlaich (Germany) 43

THEME 2 - Ponts suspendus

Suspension bridges

Orateurs invités/Invited speakers

- Development of suspension bridges. Japanese experience with emphasis on the Akashi Kaikyo Bridge, by Takeo Endo, Kazuo Tada and Harukazu Ohashi (Japan) 55
- From Little Belt to Great Belt, by Klaud H. Ostenfeld (Denmark) 67
- Present and future developments in cable-supported bridge technology using new materials, by Brian Richmond and S.H. Robin Sham (England) 79

Communications/Contributions

- Erection of the steel structure for the Askoy suspension bridge, Norway, by Gunner Jensen (Denmark), Arne Vangsnes (Norvège) and John Jensen (Denmark)..... 91
- The Lantau fixed crossing, by Andrew S. Beard and C.K. Lau (Hong Kong) 99

- Höga Kusten bridge, Sweden, by Gerner Rørsö Jörgensen, Lars Pettersson (Sweden), Anton Petersen and Erik Yding Andersen (Denmark)..... 107
- The strengthening and refurbishment of the Severn suspension bridge, by Anthony Flint (England) 117
- Rehabilitation of the Williamsburg bridge superstructure, by Kenneth Serzan (USA)..... 125
- The Rhine bridge at Köln-Rodenkirchen. Widening and reconstruction of an existing suspension bridge, by John Howells, John Bell and Richard Hornby (England) 135
- A suspended pedestrian bridge crossing the Neckar river near Stuttgart, by Jörg. Schlaich and Hans Schober (Germany) 143
- A new Spanish suspension bridge, by Hugo Corres, Michael Schlaich and José Romo (Spain)..... 155
- Pedestrian bridge across the swiss bay of Vranov Lake, Czech Republic, by Jiry Strasky (USA/Czech Republic) and Marie Studnickova (Czech Republic) 163

THEME 3 - Ponts à haubans
Cable-stayed bridges

Orateurs invités/Invited speakers

- Steel cable-stayed bridges - with emphasis on Japanese bridges, by Yozo Fujino and Masatsugu Nagai (Japan) 173
- Composite cable-stayed bridges, by Peter Taylor (Canada) 185
- Cable-stayed concrete bridges, by Javier Manterola Armisen (Spain) 199
- Cable-stayed bridges in the Unites States, by Man-Chung Tang (USA) 213
- Cable-stayed bridges in China, by Lin Yuanpei (China) 225
- Some innovative cable-stayed bridges, by Jean-Marie Cremer, Vincent de Ville de Goyet, Alain Lothaire, Laurent Ney and Véronique Radu (Belgium) 235

Communications/Contributions

- Skarnsundet bridge, by Carl Hansvold (Norway)..... 247
- Crossing the Isère river by the A49 motorway, by Jean Muller, Serge Montens, Gilles Causse, Philippe Jacquet, Pham Xuan Thao and Bruno Radiguet (France) 257
- The new bridge over the Elorn river, by Paul Aublanc, Vincent Augustin, Alain Chauvin, François Le Picard, Michel Placidi and Philippe Redoulez (France)..... 265
- A new cable-stayed bridge with prestressed concrete girder over the Danube near Tulln, by Karl Beschorner (Austria)..... 273
- Wadi Dib bridge, by Mario P. Petrangeli (Italy)..... 281
- Design and construction of Ikarajima bridge, by Kazuto Kamisakoda (Japan) 289
- Helgeland bridge, a slender concrete cable-stayed bridge located in a severe environment, by Elljarn Jordet (Norway) and Holger Svensson (Germany)..... 297
- Glebe Island bridge - Australia's new cable-stayed bridge, by Ken Wheeler, Sue Lothringer and Mark Bennett (Australia)..... 307
- The Maysville concrete cable-stayed bridge over the Ohio river, by Marcos P. Loizias and Raymond J. McCabe (USA)..... 317
- Design and construction of two cable-stayed bridges in Bolivia : Las Americas bridge and Santa Rosa bridge, by Michel Moussard, Christophe Cezard (France) and Mauricio Navarro (Bolivia)..... 325
- Pont de Zaltbommel, Pays-Bas - Développement d'une variante d'entreprise, by Jean-François Klein and René Walther (Switzerland)..... 335
- Socorridos bridge : a cable-panel stayed concept, by Antonio Reis and Armando Pereira (Portugal) 343
- The four cable-stayed bridges of the Mexico-Acapulco highway, by Carlos King Revelo, Carlos Alvarez Guillen (Mexico), Alain Chauvin (France), Modesto Armijo Mejia (Mexico), Ladislav Paulik (France), Gustavo Rocha Argüelles and Jorge Arriola Aguilar (Mexico)..... 351
- The Twin cable-stayed Baytown bridge, by Holger S. Svensson (Germany) and Thomas G. Lovett (USA)..... 361

- Some aspects of the design of second Severn crossing, cable-stayed bridge, by Yves Maury, Jean Mac Farlane (France), David Mizon and Andrew Yeoward (England) 369
- Design of Kärkistensalmi bridge, by Raimo Sormunen (Finland), Michel Virlogeux, Claude Servant (France), Torsten Lunabba (Finland), Thierry Kretz, Daniel Le Faucheur (France), Immo Kaloinen, Antti Rytönen (Finland) and Wasoodev Hoorpah (France) 379
- New ideas in USA cable-stayed bridge design : the Owensboro bridge, by Vijay Chandra, Ruchu Hsu, Lori Gale, Fadi Hamawi, Julio Valvezan and Peter Wahl (USA) 387
- The Karnali River bridge, by Serafim G. Arzoumanidis (USA) and Masashi Kunihiro (Japan) 395
- The Kap Shui Mun bridge at Hong Kong, by Reiner Saul (Germany), Thomas G. Lovett (USA) and Siegfried Hopf (Germany) 405
- Cable-stayed bridge upon Alzette, by R. Biwer, F. Hubert (Luxembourg), J.M. Cremer and V. de Ville de Goyet (Belgium) 413
- Two major cable-stayed bridges in Asia : Vidyasagar (second hooghly), Calcutta, and Rama IX, Bangkok, by Ralph Anthony Freeman (England) 421
- Design and study of the Tsurumi Fairway bridge, by Mamoru Enomoto, Haruo Takano, Masafumi Ogasawara, Wataru Takahashi, Nobuo Watanabe and Masahito Inoue (Japan) 429
- The cable-stayed railway bridge over the Po river, by Maurizio Colella, Mario P. Petrangeli and Carlo Villatico (Italy) 437
- A unique three plane railway/highway concrete open section cable-stayed bridge over Parana river, downstream of Jupia, Dam-Brazil, by Bernardo Golebiowski, Moema Noronha and A. René de Paula Leite (Brazil) 445
- Cable-stayed bridge for high speed rail in Taiwan, by Jeder Hseih (Taiwan), Jiri Strasky and Wen S. Tseng (USA) 453
- The stress-strain analysis during construction of three cable-stayed prestressed concrete bridges, by Tibor Javor (Slovakia) 461
- Observation of two cable-stayed bridges in Algarve, Portugal, by J.A. Fernandes, F.A. Branco, L.O. Santos and T.O. Santos (Portugal) 469

- The replacement and transformation of the Wye bridge cable system,
by Ian P.T. Firth (England)..... 477

THEME 4 - Très grandes portées
Very long span bridges

Orateurs invités/Invited speakers

- Suspended bridges with very long spans, by Niels J. Gimsing
(Denmark)..... 489
- 3000 metres : we can make it ! by Roger Lacroix, Jacques Mathivat,
Amir Mazaheri, Alain Morisset, Michel Virlogeux and Pierre
Xercavins (France) 505
- The project for the bridge over the Messina Straits, by Alberto
Castellani (Italy)..... 517

Communications/Contributions

- Hybrid suspension systems for very long span bridges : aerodynamic
anslysis and cost estimates, by René Walther and David Amsler
(Switzerland)..... 529
- Comparison of different cable systems on the static and coupled
flutter characteristics of a 3000 m class suspension bridge, by
Kunikatsu Nomura, Shunzo Nakazaki, Masahiro Yoneda, Kimio
Kimura and Katsunori Ohno (Japan) 537
- Development of box cross-sections of girders in extremely long-span
cable-stayed bridges, by Masatsugu Nagai, Yoshihiko Mizukami and
Yozo Fujino (Japan) 545
- Aerodynamic/structural improvement against flutter instability of
super long suspension bridges, by Toshio Miyata, Hitoshi Yamada
and Kohji Kazama (Japan) 553
- Importance of wind load in buckling instability of super-long cable-
stayed bridges, by Toshio Miyata, Hitoshi Yamada and Virote
Boonyapinyo (Japan) 561
- Static and dynamic behaviour of cable-supported bridges with small
width-to-span ratios, by Soren Vestergaard Larsen and Niels J.
Gimsing (Denmark)..... 569
- A proposal for deep undersea foundations for future large suspension
bridges, by Iwao Yoshida and Yoichi Nojiri (Japan) 577

- Resultats d'analyse pour la conception des ponts de très grande portée, by Alain Morisset (France) 585

THEME 5 - Présentation du pont de Normandie
Presentation of the Normandie bridge

Communications/Contributions

- Montage et gestion technique du projet, by Alain Demare, Bertrand Deroubaix and Roger Lavoué (France)..... 595
- Design of the Normandie Bridge, by Michel Virlogeux, Vu Bui, Jocelyne Jacob, Hélène Abel-Michel, Jean-Claude Foucriat, Yves Maury, Thierry Guyot, Jean Lawnicki, Ladislav Paulik and Alain Chauvin (France)..... 605
- Contractors' general design and organization of the Pont de Normandie Consortium (GIE), by Bernard Fortier, Hervé Lacombe and Bernard Raspaud (France)..... 631
- Organization of the Pont de Normandie GIE Consortium, by Guy Jacques Barlet and Philippe Jacquet (France)..... 639
- The pile foundation of the Pont de Normandie, by Peter Arz and Joern M. Seitz (Germany)..... 643
- The incremental launching method of the Pont de Normandie approach viaducts, by Tri Van Duc, Hervé Belbeoc'h and Michel Chaillou (France) 661
- Building the Normandy Bridge. Construction of the two pylons, by Jean-Louis Le Mao, Jean-Daniel Lebon and Jacques Combault (France) 667
- Building the Normandy Bridge : the concrete cantilevers, by Gérard Suinot and Jean-Pierre Viallon (France) 677
- The design of steel parts, by Niels E. Thorsen and Francis Rouvillain (Denmark)..... 683
- Manufacture and erection of the steel main span, by Bent S. Madsen and Lars T. Sorensen (Denmark)..... 691
- The Normandy Bridge stays, by Jean-Philippe Fuzier and Jérôme Stubler (France)..... 699

建築用プレストレストコンクリート合成床板について

— 建築学会プレストレストコンクリート合成床板設計・施工指針をめぐって —

日 本 大 学 教授 本 岡 順二郎
明石工業高等専門学校 教授 松 井 克 俊

1. まえがき

建築物の合理的設計施工は特に緊要の課題である。その大きな目的として工事現場の労働力不足に対する対策が求められている。型枠大工、鉄筋工等の不足は労働力人口の減少と共に益々厳しさが増して来つつある。鉄筋コンクリート造にしろ鉄骨造にしろ床の構造はコンクリート系の構造となるのが普通である。建築基準法では、上下階の火災防止の観点から厚さ8cm以上とスラブ厚さも規定している。

日本建築学会では以上の建築界の状況から、構造委員会の中のプレストレストコンクリート（以下P Cと略記する）構造運営委員会の中に「合成スラブWG」を設置し、P C合成床板の調査研究を行ってきた。昨年（平成6年）末には「P C合成床板設計施工指針・同解説」を刊行した。この機会に建築物の合理的設計施工の一助となるように、P C合成床板一般について述べ、上記指針の基本的考え方、主要な事項について紹介したい。以下

日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準

（R C規準と略記）

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

（P C規準と略記）

とする。

2. 合成構造について

建物の要素について考えてみると合成構造は非常に多い。それは資材の合理的な使用法の一つであり省資源化にも通じる。材料の持つ長所を組み合わせる複合的に使用する構造法である。

例えば従来から用いられてきている鉄筋コンクリート（以下R Cと略記）やP Cも合成構造の一つである。引張力に対する抵抗力の大きい鋼材と圧縮力に対する抵抗力の大きいコンクリートを組み合わせている構造法である。後で述べる両材料を結びつける接合面というものが無い構造である（図2.1）。P CもこのR Cを発展させたもので、基本的には同じ手法の合成材である。

他方、古くから用いられている木材同志の重ねばり（図2.2）や鉄骨ばりとR Cスラブとの合成による合成ばりは接合面を有する合成材である（図2.3）。

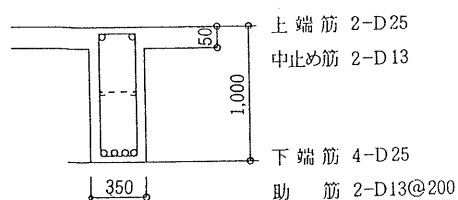


図2.1 鉄筋コンクリートばりの断面図

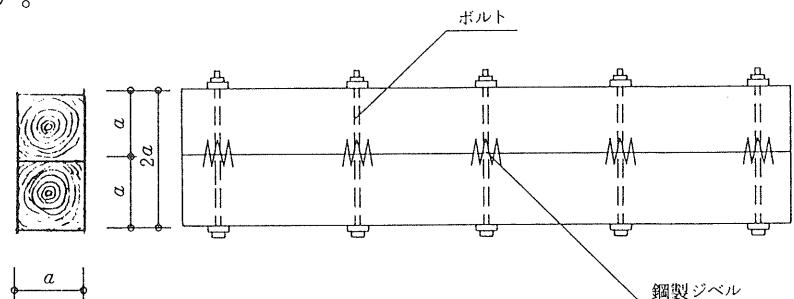


図2.2 木造の重ねばり

接合面を有する材で曲げモーメントに抵抗させる曲げ材を作る時図2.4と図2.5では明らかに図2.5の方が有利である。図2.5の場合は木材を接合面で合成する場合であって、曲げ材としての効率は図2.4を1とすると図2.5では2となる事は自明である。特に木材のような自然に産する材料では、小径材の活用となり資源活用の面からも好ましい。

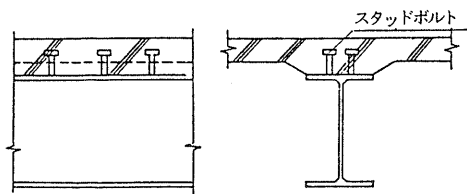


図2.3 鉄骨ばりとスラブの合成

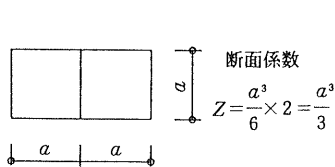


図2.4 水平に合成した角材

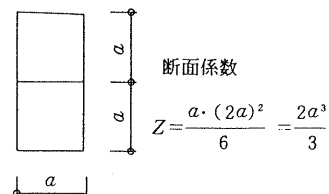


図2.5 垂直に合成した角材

しかし合成材の接合面にも曲げモーメントによる応力と共にせん断応力が作用する。木材の重ねばりには接合面には適当な間隙にジベルを配置し、更に両者をボルトで緊結している（図2.6）。

以上述べたように合成構造は既に建築の分野で多く用いられている。お互の長所を補い合っている合理的な構造法であるが若干の考えねばならない技術的問題もある。

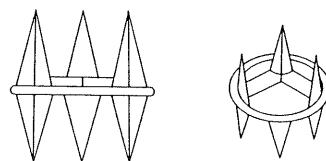


図2.6 ジベルの例

3. 合成床構造

床は建物にとって重要な要素である。RC造の建物の場合、使用コンクリート量は全使用量の10%とか多い場合には25%に達する事もある。勿論、建物の用途、規模、階数、地下階の有無等によって大きく変動する。鉄骨造骨組の場合にはコンクリートの使用部分は地上階にあってはほとんど床となる。このように建物の重要な要素であるので、建物全体のコストに大いに影響がある。

力学的には鉛直荷重を支える大きな役割りがあると共に、地震時に床の慣性力を耐震要素（耐震壁、筋違、柱等）へ伝達する大きな役割もある。単に力を伝達するだけでなく床の水平剛性を確保する役目もある。又床の大ばりと一体となってT形ばり（図3.1）を構成する。すなわちはりの一部となるのである。このような床スラブを従来は場所打ちRCとしていたが、合成床も用いられだした。合成床には大別して鉄板とRCとの合成床（図3.2）とコンクリート板と場所打ちRCとの合成床（図3.3）がある。

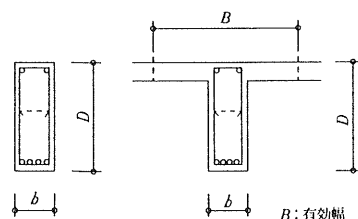


図3.1 長方形ばりとT形ばり

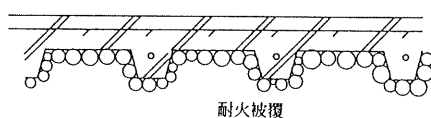


図3.2 鉄板との合成床

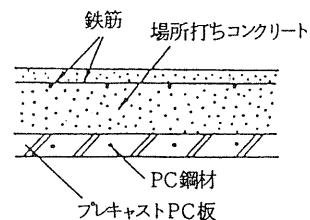


図3.3 代表的なPC合成スラブ

前者は薄鉄板を折板状に加工し、曲げ剛性を高めたものをはりに架け渡し、その上部に場所打ちRCを打設する。この工法には、薄鉄板を型枠として考え（捨て型枠）支持力には期待しない場合とRCと合成して一体として考える場合がある。多いのは前者である。長所としては薄鉄板である為軽く、施工性が良い事であり、概して安価な工法である。欠点は下階の火災に対してスラブ下面に対する火害が予想される事である。これには薄鉄板下面に耐火被覆を施すか、捨て型枠とする方法がある。一方鉄板である為、何らかの防錆処置も必要となる。

一方薄鉄板の加工品である為、曲げ剛性が小さく施工時に打設直後のまだ固まらないコンクリートの重量によって相当大きなたわみが生じる。従ってそのスパンには限度があり3.5m程度までのケースが多い。スパンに限度がある為、小ばりをその支持の為に設ける必要が生じる。これが又コストアップにつながる。

他の一つの合成床にコンクリートとコンクリートとの合成の床である。

工場製のプレキャストPC板を工事現場で大ばり等に架設し、その上部に場所打ちRCを打ち足し一体化を図る。同時にはりとも一体化されるのが普通である。

このPC合成床板の断面の例のいくつかを次に示す(図3.4)。

通常打ち継ぎ面は水平面であるが、鉛直面も打ち継ぎ面となるものもある(図3.5)。

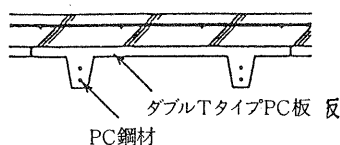


図3.4 PC合成床板の例

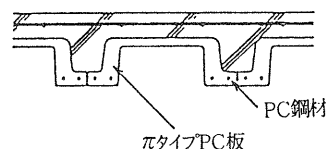
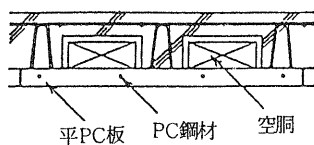


図3.5 鉛直打ち継ぎ面のあるPC合成床板

通常プレキャストPC板は高強度コンクリートであり場所打ち部コンクリートは建築用の常用のコンクリートである。

この工法ではPC板にはプレストレスが導入されており、長スパンが可能でありかつひびわれの可能性も無くなる。従って大ばりでとり囲まれる床に小ばりを設置する必要がなくなり空間の自由さが増す。共同住宅のような場合、小ばりが無いと間仕切り計画も自由になる。建築設備的にもパイプ類の設置の自由さが増す。

欠点としては重量物であるコンクリートパネルの輸送、建て方、据えつけ等に工夫が必要でコストにも影響してくる。

コンクリート本来の耐火性、耐久性を有するこの工法は人手不足経済という大きな建設経済上の支援もあって今後大きく発展するものと考えられる。

4. PC合成床板と日本建築学会指針

プレストレストコンクリート合成床板には多くの種類があるが、日本建築学会のプレストレストコンクリート(PC)合成床板設計施工指針・同解説(以下学会指針と略記)では次のように定義している。

「プレキャストPC板と場所打ち鉄筋コンクリートとを構造的に一体化して外力に抵抗させる床板」。

すなわち合成後は一体となっている事が前提である。しかもプレキャストPC板は原則として「工場製」としている。これはプレキャストPC板の品質の確保を目的とし、品質確保が担保できる現場工場も含まれる。

PC合成床板は図4.1のように数ピースを並べて現場でプレストレスによって一体とする方法や図4.2のように、数ピースのPC板を型枠として用いる場合もあるが学会指針では、「一つの製品で」支持部材間を架け渡す場合を対象としている。

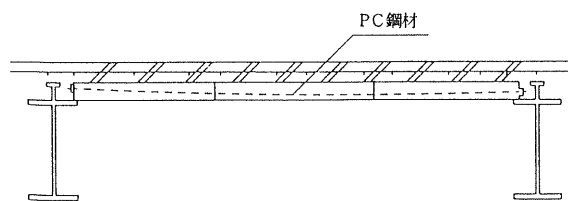


図4.1 プレキャストPC板3枚の場合

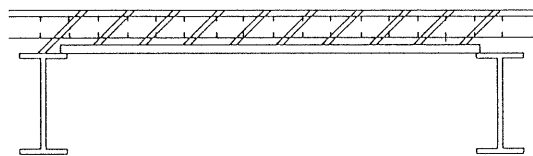


図4.2 型枠としてのプレキャスト板

4.1 材料

使用するコンクリートはPC板と場所打ちコンクリートとの強度を規定している。場所打ちコンクリートについては $210\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の設計基準強度として建築工事の実情と遊離しないようにしているが、今後は少しずつ高強度化されるものと期待される。

基本的に大切な事は両者の強度差と共に乾燥収縮やクリープ性状の差を小さくする事である。従って場所打ちコンクリートの品質向上が特に期待される点である。

ジョイントフィラー（図4.3）は全ての設計に必要なではないが、P C板と支持部材とのなじみおよび不陸調整を要する場合に用い、プレキャストP C板の回転および軸方向変形に対応できる材料とする。多くの市販品があり、スポンジテープも用いられる事もある。

空洞成形用材料は図4.4のような空洞を持った合成床板のような場合に用いる材料で、空洞の断面形状に応じて発泡ポリエチレンを用いたりスチールダクトを用いたり各種の材料が考えられる。このような場合には合成面が少なくなるという力学上の特徴がある。

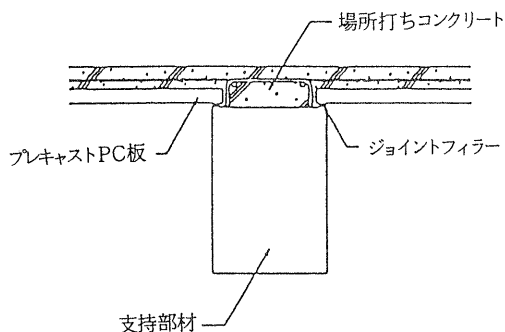


図4.3 ジョイントフィラー

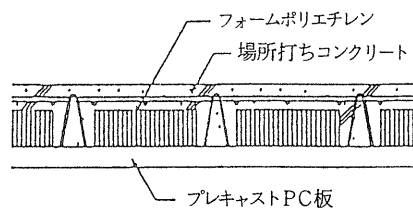


図4.4 空洞タイプの合成スラブ

4.2 設計に関する一般事項

設計応力は他種構造と異なる事はないが、合成過程を考慮していく必要がある。工場製である為に運搬、施工中に対する事項も当然含んで考えねばならない。

一方向スラブとしての力学的特徴を承知して集中荷重（例えば駐車場の車輪荷重）に対する取扱いにも注意が必要である。

設計計算は弾性計算とし、必要に応じて変形にも注意し、最終的には荷重係数を用いた終局強度を確認する。これはプレストレストコンクリート建築構造と全く同じである。

設計の前提となる許容応力度、荷重係数、設計種別等は日本建築学会のR C規準、P C規準、P R C指針に依ればよい。

P C合成床板の特徴的な事は両者での打継ぎ面に発生する水平せん断応力の検査がある。鉛直せん断については一体の床として取り扱ってよい（長期荷重時）。

地震時の設計方針はスラブに一定の水平剛性を確保させるために合成床の端部（支持端）にて板部に対する短期許容応力度設計を行う事としている。

合成床の鉛直撓みと振動については普通のR C床より断面剛性は小さくなるが、合成のないP C板のみの場合より剛性は大きい。従って必要に応じてプレストレスによる変形、長期たわみ、振動等について検討しておく。

床としての大きな役割である遮音性についても使用上支障がない事を検査しておく必要がある。

しかし既に多くの合成床の事例があるが、使用性についての大きな支障は無いと判断できる。無理な設計でなければ特に変形の検討は不要と思われ、必要に応じて行えばよいとしている。

P C鋼材の配置孔はポストテンションタイプの時に問題となるが、影響が小さい場合が多く特に考慮しないてよい。

有効プレストレス力はP C規準の合成ばりの規定と同様に考えて、その有効率を0.8又は0.85としてよいとしている。P C合成ばりの設計例のその後の挙動からみて特に問題はないと思われる。

4.3 プレキャストP C板と合成床の設計

プレキャスト板は細長いパネルを図4.5や写真4.1に示すように一方向に敷き並べる工法である。従って力学的

にも一方スラブとして取り扱う。合成完了前の荷重すなわち自重は一方スラブとして計算すればよい。P C

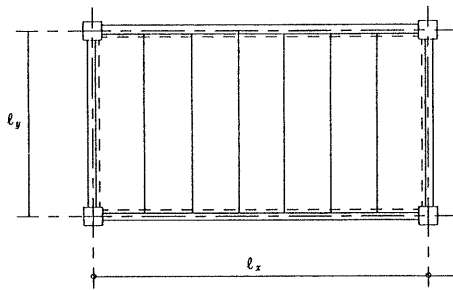


図4.5 一方スラブ

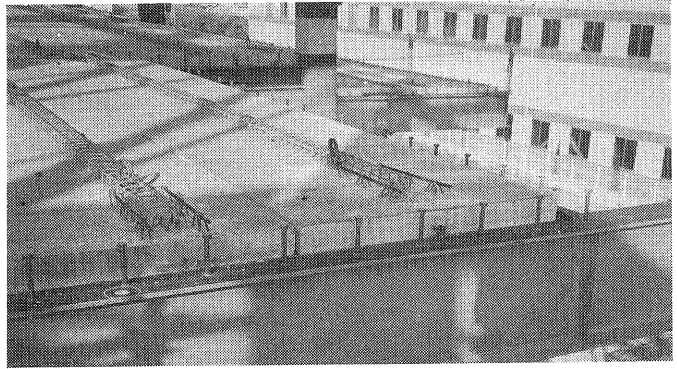


写真 4.1

板の材軸方向の接合部は通常単に接するだけであるため力学的にはP C板相互は分離したままである。材軸方向に直交する方向の連続性は場所打ちコンクリートのみに依頼している。

P C合成床板も原則として一方スラブとして設計してよい。通常スラブは平面形状は正方形又は直方形が多く、スパン方向と直交方向の両方向の力の伝達径路がある。しかしプレキャストP C板を敷設しただけでは明らかに一方スラブであるが、場所打ちコンクリートとの合成後は一体となって直交二方向の曲げ剛性を持った床スラブとなる。しかしプレキャストP C板はスパン方向に対して曲げ剛性を大きくしたものであり直交方向の曲げ剛性は小さい。従ってP C剛性床板も一方スラブとして設計する。

但し直交方向端部は板部のみの部材として場所打ち部が上端となる上端引張の鉄筋コンクリートスラブとなる。この部分の設計用応力はスパン方向端部曲げモーメントの半分としておけばよい。

直交方向中央は通常考えなくてよい。要はスラブ方向の一方スラブとして外力を負担しているので安全である。しかし直交方向端部のみは充分注意する必要がある。特に直交方向端部近くに集中荷重が存在する場合は特に注意して設計する必要がある。

P C合成床板の曲げモーメントに対する設計は中央断面の応力度および曲げ破壊の検討を行う。応力度の検討にあたっては、プレキャストP C板と場所打ちコンクリートのヤング係数の差を考慮するが終局強度にはその必要はない事というまでもない。

P C合成床板のせん断力に対する設計は許容応力度設計とし、合成過程を考慮のうえせん断応力を求めそれがそれぞれの許容応力度以下とする。

すなわちプレキャストP C板により多くのせん断応力が作用する事となる。プレキャストP C板と場所打ちコンクリートの自重によるせん断力がプレキャストP C板に作用し、合成後に作用する外力も合成部材として受け累加される。

ここで重要な事は図4.6に示すようにプレキャストP C板のウェブ部を端部に切り欠きを設ける場合の取り扱いである。この部分は鉛直せん断力に対して弱点になり得る事は充分予想される。この応力集中部の設計法は学会指針でも本文化せず解説で一つの方法を提案しているのが現状である。

今後も図4.7に示すようにはり部の切り欠きによって階高が小さくなるのでこの手法が強く求められる事が予

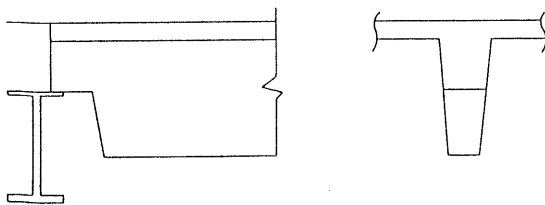


図4.6 切り欠きのある端部

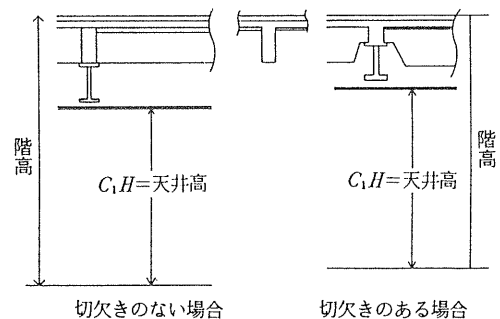


図4.7 切り欠きの有無と階高

想される。その為の設計法を示す事は必要と考えた。切り欠き部を有するはり部端部の形状、配筋法の研究も重要な事項といえる。図4.8に示すように切り欠き形状やそれに対応する配筋とそのせん断耐力との関係を具体的に設計できるような設計法にとりまとめるべきである。筆者の行った実験結果を写真4.2に示す。

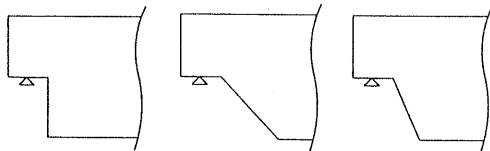


図4.8 切り欠き形状

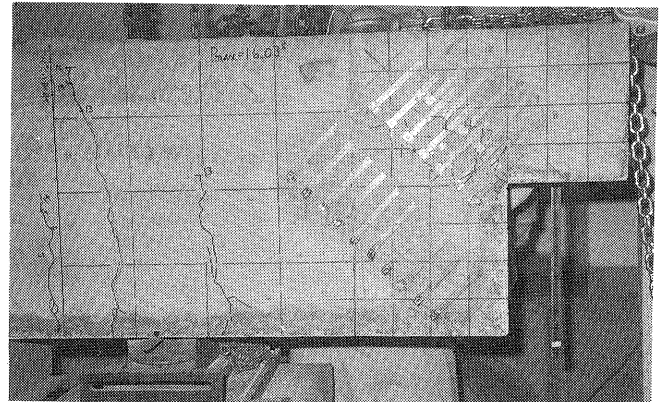


写真 4.2

P C 合成床板の水平せん断力に対する設計は地震時に生じる面内せん断力を耐震要素（耐震壁、柱はり架構）へ安全に伝える為のものである。これには次の二つの場合の検討を要する。

- 1) 鉛直荷重に相当するせん断力の伝達 $C_0 = 1.0$
- 2) 地震時に耐震要素に伝達しなければならないせん断力の伝達 $C_0 = 0.2$

ここに C_0 は鉛直力に乘じるせん断力用の係数であり、建築基準法での数値を用いている。

前者のせん断力はあるはりで囲まれたスラブの全鉛直力相当のせん断力を周囲のはりに伝達させる場合である。

後者のせん断力は建物全体で考え、特に集中型の耐震要素に地震時せん断力を伝達させる場合である。

学会指針の基本的姿勢は、地震時せん断力は場所打ちコンクリート部で処理する事としている。

床に段差があったり、斜路があったりする時は設計者の適切な判断を期待している。

打継ぎ面のせん断応力度の検査は鉛直せん断力作用下に打継ぎ面に生じる水平せん断応力度を検査し、必要な設計を行うものである。

今回の学会指針では打継ぎ面には必要に応じて結合鉄筋（シアーコネクター）を配筋する事とし、全てのケースに結合鉄筋を設ける必要はないとしている。

また注意しなければならないのは打継ぎ面にはく離は生じるが、打継ぎ面で局所的なコンクリートの破壊や凹凸部にせん断破壊が生じるわけではない。しかし水平方向のずれ変形に対する水平せん断応力度を設計上の指標としている。又ずれ変形に対するせん断抵抗についての実験的調査も行われている。

打継ぎ面の水平せん断抵抗は、打継ぎ面に生じるせん断応力度が小さいときには打継ぎ面の付着力と表面の凹凸によるせん断抵抗が寄与している。さらに大きいせん断応力が作用するとコンクリートのはく離が急激に生じ破壊する。結合鉄筋があるとのはく離の発生は少し遅くなるが、破壊は粘り強い抵抗を受け靱性に富んだ破壊性状となる。

学会指針の設計方針は水平せん断応力度が小さい時は許容応力度設計としてよく、ある限界を越えると急激なずれ破壊を生じるので、結合鉄筋を配し、終局強度設計とする事としている。

ずれの限界は従来の実験結果から約 $15 \sim 25 \text{ kg/cm}^2$ と考えられるので、 15 kg/cm^2 としている。対応する荷重は曲げ終局時の大きさとしている。これよりせん断応力度が大きいと結合鉄筋の最低量 0.15% として終局強度を確認する。

又せん断応力度が 15 kg/cm^2 より小さい場合で、長期荷重時の水平せん断応力度が 3 kg/cm^2 以下なら結合鉄筋は不要である。先程の $15 \text{ kg/cm}^2 \sim 25 \text{ kg/cm}^2$ に比して、 $1/5 \sim 1/8$ の小さな値としている。 3 kg/cm^2 以上の場合は結合鉄筋 0.15% を配しかつ終局強度設計を行う。

打継ぎ面に作用する水平せん断応力度 τ を求める式は

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{b I}$$

としてよい。ここに S は打継ぎ面におけるプレキャストPC板の合成断面の図心に対する断面一次モーメントであり、 I は合成断面の図心における断面二次モーメントである。 b は打継ぎ面の幅、 Q は合成完了後に作用するせん断力である。

通常の建物の場合、長期荷重時の τ は $3\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下となるといえる。従って多くの場合結合鉄筋は不要となるが、忘れてならないのは打継ぎ面を必ず人為的に粗とする事である。人為的に粗といわれる打継ぎ面とは凹凸が $3\sim 4\text{mm}$ と規定している。

積載荷重の大きい建物の部分（例えば倉庫、車庫等）では τ はおおきくなる可能性がある。又打継ぎ面が全面接触でない場合も τ が大きくなる事が予想される。このような場合、結合鉄筋を接合面に配して終局強度設計を行う。

終局強度設計に用いるせん断抵抗に対する考え方は、結合鉄筋とコンクリートの圧縮束からなるトラス作用による水平せん断抵抗機構としている。これはせん断摩擦説といわれるものである。

打継ぎ面のずれと共にそこに配された結合鉄筋に引張りずみが生じ、鋼材の復元力が打継ぎ面を圧縮し、打継ぎ面相互間の摩擦係数に対応する大きさの水平抵抗力が生じる訳である。

特に重要な注意点は打継ぎ面のコンクリートの付着と凹凸に伴うせん断抵抗と上のトラス効果による（せん断摩擦説の）抵抗力とは決して累加しない点である。両者は若干協力しあっているのは事実であるが、打継ぎ面に生じるずれ破壊が急激である為に単純に合算しないこととした。

終局強度の検討法の詳細は学会指針に付録として示されているので参考として頂きたい。

4.4 構造細則

PC合成床板にはいくつかの計算とは別の規定がある。先ずPC板の最小寸法である。これは鋼材のかぶりを確保する必要から定まる。打継ぎ面のある板部ではその上面（打継ぎ面）に場所打ちコンクリートが打ち込まれるのでかぶりを0としてもよいので図4.9のように3cm以上の厚みが最小となる。但し空洞を有するPC合成床板の場合には図4.10のように6cm以上の厚さとなる。

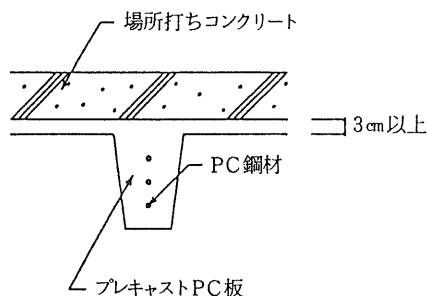


図4.9 板部の厚さ

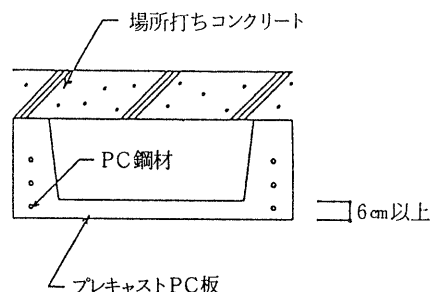


図4.10 空洞部の厚さ

基本となる鋼材のかぶり厚さはRC規準とPC規準による。

次にプレキャストPC板の形状はプレストレスによりPC板の軸方向に偏心を生じさせないものとしている。

これは図4.11に示すような断面を避けるという事である。

断面の材軸方向直角に水平方向に曲げ変形するようなPC鋼材の配置も対象としていない。

プレキャストPC板の打継ぎ面は、人為的に

粗面としなければならない。これは既に述べたように高さ $3\sim 4\text{mm}$ の凹凸としなければならない。規則的な凹凸であるディンプルも人為的な粗面である。大きなコッターで1ヶ所当りの許容水平力を算定するものは実験的に求めた値とする。学会指針は単位面積当りの水平せん断抵抗力を考えるのが適切な形状の打継ぎ面の状況を対象としている。学会指針では今回初めて凹凸の高さを本文化して示した。米国のACIではその高さを $1/4$ インチとしている。我国の土木学会では 4mm 程度としている。



図4.11 PC板に水平偏心を有する場合

いずれも出来上り寸法であるのでもう少し大きな高さで打継ぎ面の処理を行う必要がある。ディンプルも図面で描くような整然とした形状に整形できないのも事実である。

プレキャストP C板の鉄筋量はR C規準と同様に軸方向とその直交方向共に板部断面積の0.2%としている。板と板との接続部分ではプレキャストP C板の板部断面積の0.2%分の鉄筋を場所打ちコンクリートに配筋する事となり、場所打ちコンクリート部の最低鉄筋量0.2%と重複して配筋する事になる。

P C合成床の板部のスラブ厚は、耐火上（階相互間での延焼防止）必要な最小厚さは建築基準法でも8cmと決められている。前述のプレキャストP C板の板の厚さを最小厚さを3cmとする場所打ちコンクリートの厚みは5cmとなる。この部分の鉄筋の最低量は0.2%でR Cと同じである。

場所打ち部コンクリート厚は、集中積載荷重への対応、地震力の伝達、経済性等の各面からみて5cmでなく更に厚くする事をすすめたい。できればダブル配筋が可能な10cm程度が欲しい。この時下端筋は直下のP C板に直に並べてもよい。

中空部を有するP C合成床の場合、床の荷重によって場所打ち部の厚みを決める事は当然である。

又床にはむくりをつけて施工する事もありその時反りの大きさだけ厚みが少なくなる事もあり注意が必要である（図4.12）。

プレキャストP C板は両端の支持部材に載せる方法では、かかり寸法が大切であるが、はりも一緒に打設する工法（図4.13）ではのみ込み長さを確保する必要がある。

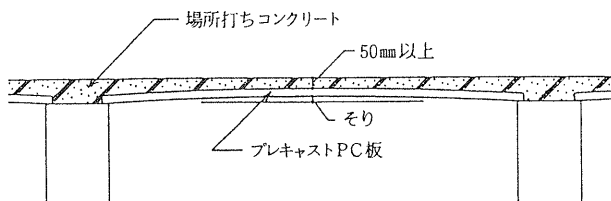


図4.12 P C板の反りと場所打ち部厚さ

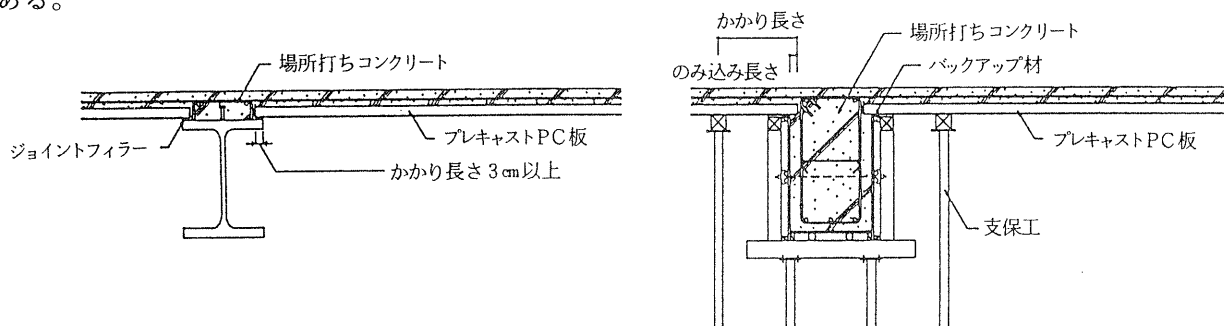


図4.13 かかり長さとのみ込み長さ

のみ込み長さは支持部材への埋込み長さとなるので支持部材に影響を与えないように3cmとしている。P C板の端部であり負のモーメントに対し圧縮側になる。端部のせん断力は摩擦力で伝達できる。しかし支持部材との接合および地震時の衝撃によるパネルの落下防止の為にのみ込み長さは必要である。

4.5 支持部材の設計

プレキャストP C板は両端で、支持部材で支持される。従って支持部材は合成床に悪影響を与えないような強度と剛性をもつものでなければならない。プレキャストP C板は一方方向性の部材である特性を充分考慮しなければならない。

特に小ばりで受ける場合は変形の検討が大切である。室内への影響を少なくしようとはり成を小さくする場合には特に注意する。

支持部材はR C壁のような剛性の大きい場合もあるが多くははりで支持される。その種類は特に制限はない。全ての支持部材とP C合成床板とは結合鉄筋やスタッドコネクター等を支持部材上端に設け鉄筋コンクリートで一体化しなければならない。

P C合成床板は一方方向性のスラブとしてよいが支持部材の設計では床の合成後に作用する荷重は通常のR C床スラブと同様に台形又は三角形の荷重としてよい。支持部材には通常のR C造スラブより大きい捩れ応力の発

生が考えられる事もP C合成床が一方方向性である事から理解できるであろう。

支持部材とP C合成床板との合成は単に鉛直力を確実に伝えるだけでなく、床と支持部材との合成によってはりの場合その剛性が大きくなり地震時の建物の挙動、例えば建物の周期の変化が生じる。T形ばりとしての剛性評価と曲げ耐力の算定に対するプレキャストP C板の寄与は定量的には不明な点が多い。従って学会指針では特に具体的に設計法を示していない。鉄骨造のはりとの合成等関係の設計法を参考としつつ、設計者の工夫に期待したい。

図4.14に示すような形状は特殊な例ともいえるが剛性評価は難しい。

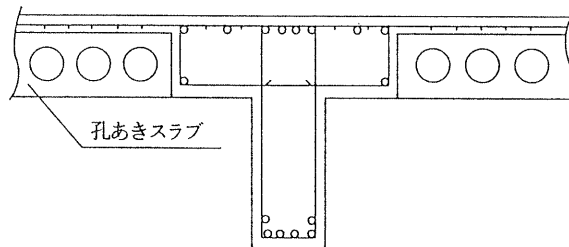


図4.14 大ばりの剛性と合成床

4.6 プレキャストP C板の製作と敷設

プレキャストP C板は工場製としている理由は高品質の製品を供給する為である。その為には設計図書に基づいて製作図を作成する必要がある。それには板の形状、寸法および鉄筋、P C鋼材、埋込み物の納まりを正しく表現する。

建築物の場合建物の用途、敷地の形状、デザイン的な要請等によって板の統一ができ難く、板の種類が多くなりがちである。プレキャストP C板の種類が多いと、コストに跳ね返り、プレキャスト化したメリットが少なくなる。これを防ぐには建物の基本設計の時から極力標準化を押し進める必要がある。デザイン上も標準化を意識して設計していけば、良いデザインでかつ経済的な建物を実現できる。

建築設備上も極力標準化を図り埋込み金物もその種類を減らす必要がある。これには建築設計の標準化が大前提となる。床の貫通孔の大きさ、位置もできるだけ統一し、ピース数を減らさないと決して経済的なものとならない。

現実の工事をみると、建築設備の設計の遅れの為にプレキャストP C板の設計が遅れ、ある程度先行して進めると現場での変更の処理に追われる事になる。一方見積金額も設計情報の不備から不適切なものとなり易い。

関係者の努力でより経済的な建物を建設する為に対策を講じる必要がある。

次いで工事現場での作業を円滑に行うため、施工計画書を作成する。プレキャストP C板は重量が大きいので設計時に一ピースの重量を考えながら寸法を決定すべきである。それを運搬し、場合によっては仮置きし、場内二次運搬、揚重、敷設と常に重さを考えねばならない。各種運搬、揚重機械について充分計画を練っておく必要がある。

運搬にしても陸送にするか、海送にするか、輸送経路上の交通の状況等検討する事項は多い。

支持部材への敷設方法、仮設支保工、精度の確保、安全性の確保、作業荷重による影響等も充分検討の必要がある。

忘れてならないのは施工計画書には設計図書に示された品質規定に対する対応策を記しておく事である。

品質検査の時期、回数、不良品の取り扱い、敷設後の不良ヶ所の補修方法等トラブルを未然に防ぐ必要がある。

他面、支持部材の寸法精度の状況に対する対処法も事前に取り決めておく事項である。予想外に支持側の精度が悪いとプレキャストP C板が架からない事すら予想される。

このような事から施工監理の一元的な責任体制が特に望まれる。

プレキャストP C板の製作は設計図書に従って正しく行なわれれば特に問題はない。打継ぎ面の処理は仕上りの凹凸寸法を考えた処理装置、処理具でなければならない。処理法は各工法毎に夫々の工夫がある。強制的に凹凸を設ける為にパネルの寸法（特に部分的な板厚寸法）の変化が生じる事もある。それが支障になる程度かどうかを考えねばならない。

凹凸寸法の管理は量が多い場合対処が難しいが、適切なサンプリングで管理していけばよい。いずれ自動化される事と予想される。

この打継ぎ面の処理がP C合成床板の大切な点で慎重に作業をすすめる必要がある。

プレキャストP C板の敷設は施工計画に基づき、支持部材の所定位置に、敷設順序に従って行う。支持部材側の寸法の事前調査については既に述べた。

プレキャストP C板のかかり長さは少なく共3cmとする。このかかりの意味は施工の安全性である。製作時にこのかかり寸法を見込んでおく必要がある。支持部材側の寸法関係によっては3cmずつ板寸法を大きくしたのでは架からない事もあるし、逆に長すぎ、鉄骨はりの支持部材の場合、鉄骨はり上フランジ上のスタッドボルトに当たってしまう事もある。このような事は非常に少ないケースとは考えられるが注意しておきたい(図4. 15)。

支持部材間の高さに不陸があるとジョイントフィラーを敷きその上にプレキャストP C板を敷設する。

プレキャストP C板敷設後の目地部は、場所打ちコンクリートの打設時にモルタル漏れを防ぐため目地用材料ですき間をふさぐ。色々な目地用材料が用意されている。

支持部材の精度不良によるプレキャストP C板の不陸、目違い等と、プレキャストP C板の精度不良によるものと複合的に精度不良が生じるので補修等の責任限界を予め取り決めておく事が大切である。しかし良い建物を作る為には全体施工者とプレキャストP C板の製作者、その施工者の緊密な連絡調整が特に求められる。

支持部材が鉄骨造の場合、はりの水平方向のわん曲も日本建築学会の鉄骨工事精度測定指針によって限界許容差を与えている。それはスパンを l とすると、限界許容差 e は $l/2500$ かつ 25mm 以下となっている。スパン118mなら7.2mmとなる。両支持点が拡大する方向に鉄骨ばりがわん曲するとプレキャストP C板の長さを設計上の寸法より14.4mm長くしないと所定のかかり代3cmが確保できなくなる。逆に両支持点が縮少する方向に鉄骨ばりがわん曲するとプレキャストP C板の長さを14.4mm短くしない限り鉄骨ばり上のスタッドジベルに接触する事にもなる(図4. 15)。

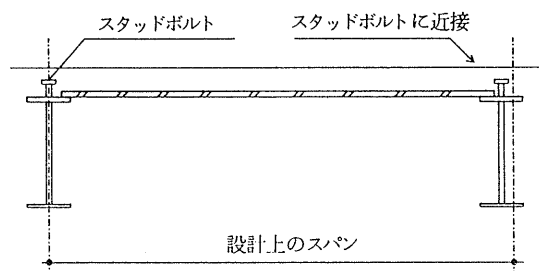


図4. 15 鉄骨ばりの変形とP C板

支持部材が鉄骨造の場合、鉄骨ばりの捩れ剛性が小さいため図4. 16のような捩れ拘束材が必要になることもある。プレキャストP C板のかかり部分はコンクリートの欠落を防ぐために鉄筋は図4. 17のようにかかり長さ部分まで充分延長する必要がある。

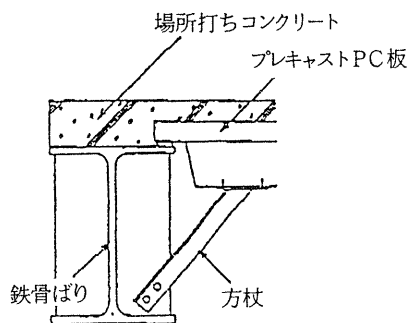


図4. 16 鉄骨ばりの補剛

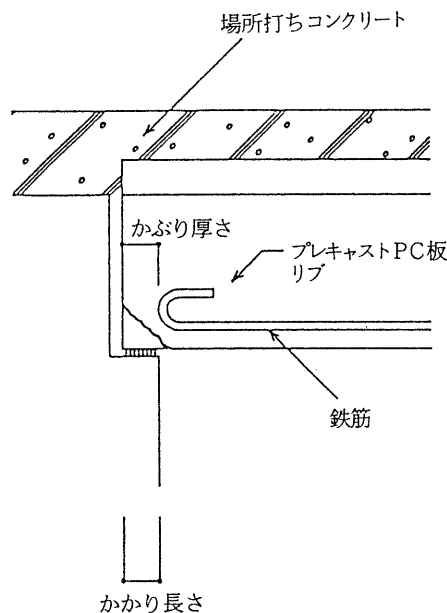


図4. 17 かかり長さと配筋

プレキャストP C板の検査は当事者間の協議によってその内容を決定する。必要以上に多い試験等不適切な検査はコストアップとなる。

この検査計画に基づいて、P C板の製作工場と現場における敷設終了時に検査を行う。その内容は、P C板の形状、寸法、反り、不陸、欠け落ち等である。工場における製品検査結果があれば当事者間の協議により利用できる。凹凸の検査法は今の所確たるものがないが、目視によってもある程度の判断はできる。

5. 計算例

ここに示すのは今回の学会指針に沿って設計を進めたものである。積載荷重としては $400\text{kg}/\text{m}^2$ （床用）としている。

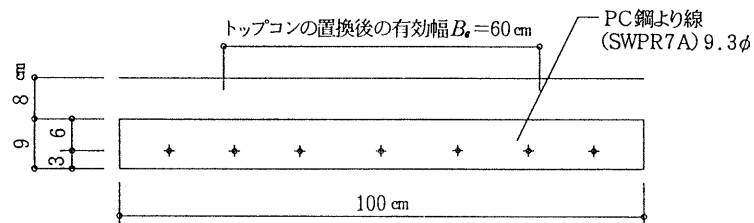
5.1 設計条件

使用コンクリート

プレキャストP C板（平板タイプ） F_c 450

場所打ち部（トップコンクリート） F_c 210

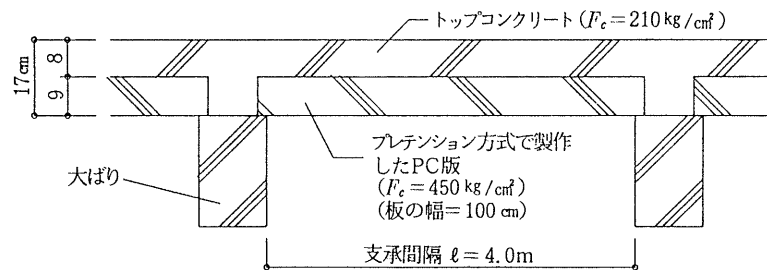
断面図



使用P C鋼材 P C鋼より線（SWPR7A） 9.3 ϕ

使用鉄筋 S D 295 A

概要図



支持部材はプレキャストP Cはりとする。かかり3cm。

荷重条件

プレキャストP C板 単位体積重量 $2.4\text{ t}/\text{m}^3$

場所打ち部 単位体積重量 $2.4\text{ t}/\text{m}^3$

積載荷重（床用）（床仕上、天井仕上を含む） $400\text{kg}/\text{m}^2$

コンクリートのヤング係数

プレキャストP C板 $E_{450} = 3.5 \times 10^5\text{ kg}/\text{cm}^2$

場所打ち P C $E_{210} = 2.1 \times 10^5\text{ kg}/\text{cm}^2$

従って $E_{210}/E_{450} = 2.1/3.5 = 0.6$ となる。曲げ剛性 K は $(E \times I)$ であるので E の比で板幅を縮少する。

5.2 断面諸数値

プレキャストP C板（合成前）

断面積 $A_p = B \times t = 100 \times 9 = 900 \text{ cm}^2$
 （鋼材の断面積控除は考えていない）

断面二次モーメント

$$I_p = \frac{1}{12} \times B \times t^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 9^3 = 6,075 \text{ cm}^4$$

断面係数

$$Z_p = \frac{1}{6} \times B \times t^2 = \frac{1}{6} \times 100 \times 9^2 = 1,350 \text{ cm}^3 \quad (Z_{p1} = Z_{p2})$$

合成床（プレキャストP C板を規準として考える）

断面積 プレキャストP C板 $A_p = 900 \text{ cm}^2$

場所打ち部 $A_r = B \times t \times \frac{E_{210}}{E_{450}} = 100 \times 8 \times 0.6 = 480 \text{ cm}^2$

合成床の断面積 $A_c = 900 + 480 = 1,380 \text{ cm}^2$

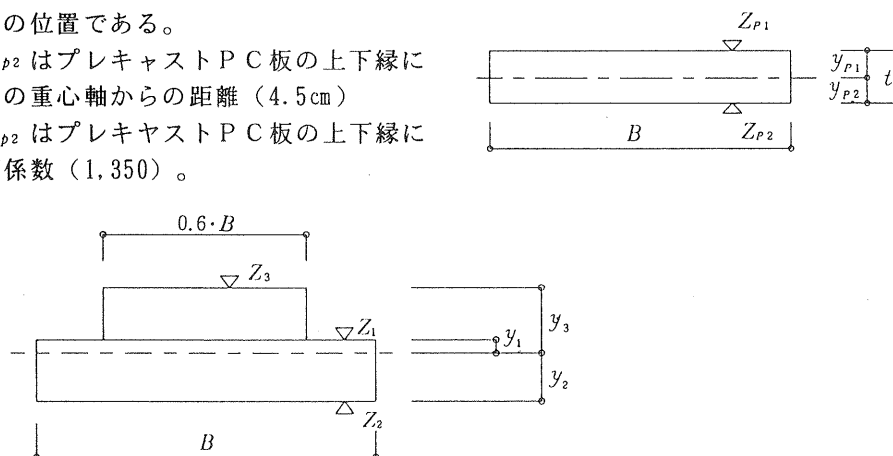
重心位置 プレキャストP C板

板厚の半分の位置である。

y_{p1} 、 y_{p2} はプレキャストP C板の上下縁に対する自身の重心軸からの距離（4.5cm）

Z_{p1} 、 Z_{p2} はプレキャストP C板の上下縁に対する断面係数（1,350）。

合成後



合成断面の上下縁に対する合成断面重心からの距離を y_3 、 y_2 、プレキャストP C板の板厚を t 、場所打ち部の厚みを t_r とすると y_2 は次のようにして求まる。

$$y_2 = \frac{A_p \times \frac{t_p}{2} + A_r(t_p + \frac{t_r}{2})}{900 + 480} = \frac{900 \times 4.5 + 480 \times (9 + 4)}{1,380} = \frac{4,050 + 6,240}{1,380}$$

$$= \frac{10,290}{1,380} \approx 7.46 \text{ cm} \quad (y_3 = 9 + 8 - 7.46 = 9.54 \text{ cm} \quad y_1 = 9 - 7.46 = 1.54 \text{ cm})$$

断面二次モーメント I_c

$$I_c = I_p + I_r + A_p \times \left(y_2 - \frac{t_p}{2}\right)^2 + A_r \times \left(y_3 - \frac{t_r}{2}\right)^2$$

$$= 6,075 + \frac{1}{12} \times 60 \times 8^3 + 900 \times (7.46 - 4.5)^2 + 480 \times (9.54 - 4)^2$$

$$= 6,075 + 2,560 + 7,885.44 + 14,731.968 \approx 31,252.4 \text{ cm}^4$$

断面係数

合成床上縁 $Z_3 = \frac{I_c}{y_3} = \frac{31,252.4}{9.54} \approx 3,275.94 \text{ cm}^3$

合成床下縁 $Z_1 = \frac{I_c}{y_2} = \frac{31,252.4}{7.46} \rightleftharpoons 4,189.33 \text{ cm}^3$

打継ぎ面 $Z_2 = \frac{I_c}{y_1} = \frac{31,252.4}{1.54} \rightleftharpoons 20,293.77 \text{ cm}^3$

断面一次モーメント $S = b \times y_2 \times \frac{1}{2} y_2$

$$S = 100 \times 7.46 \times \frac{1}{2} \times 7.46 = 2,782.58 \text{ cm}^3$$

5.3 設計用断面力

合成前（プレキャストP C板敷設と場所打ち部施工）

スパン中央の曲げモーメント（両端支持の単純ばり）

P C板自重 $\omega_p = 2.4 \times 0.09 \times 1.0 = 0.216 \text{ t/m}$

$$M_p = \frac{1}{8} \times 0.216 \times 4^2 = 0.432 \text{ t-m} = 43,200 \text{ kg-cm}$$

場所打ちコンクリート打設時のスパン中央の曲げモーメント（両端支持の単純ばり）

場所打ち部自重 $\omega_r = 2.4 \times 0.08 \times 1.0 = 0.192 \text{ t/m}$

$$M_r = \frac{1}{8} \times 0.192 \times 4^2 = 0.384 \text{ t-m} = 38,400 \text{ kg-cm}$$

合成後（積載荷重が作用）

積載荷重 $\omega_\ell = 0.4 \times 1.0 = 0.4 \text{ t/m}$

スパン中央単純ばり $M_{\ell c} = \frac{1}{8} \times 0.4 \times 4^2 = 0.8 \text{ t-m} = 80,000 \text{ kg-cm}$

端部 固定ばり $M_{\ell s} = \frac{1}{12} \times 0.4 \times 4^2 \rightleftharpoons 0.54 \text{ t-m}$

せん断力

合成前

プレキャストP C板と場所打ち部自重

$$\omega_p + \omega_r = 0.216 + 0.192 = 0.408 \text{ t/m}$$

$$Q_{p+r} = \frac{1}{2} \times 0.408 \times 4 = 0.816 \text{ t}$$

合成後（設計荷重時）

$$Q_d = Q_{p+r} + Q_\ell = 0.816 + \frac{1}{2} \times 0.4 \times 4 = 0.816 + 0.8 = 1.616 \text{ t}$$

打継ぎ面のずれ応力検討用せん断力 Q_F （合成後に作用）

$$Q_F = Q_\ell = 0.8 \text{ t}$$

プレストレスの効果

プレストレス力

$$P_i = 0.8 \times P_y \times 7 = 0.8 \times 7.7 \times 7 = 43.12 \text{ t}$$

一様プレストレス

$$\sigma_g = P_i / A_p = 43,120 / 900 = 47.9 \text{ kg/cm}^2$$

P C 鋼材の偏心距離

$$e = 4.5 - 3 = 1.5 \text{ cm} = 0.015 \text{ m}$$

偏心曲げモーメント

$$P_i \times e = 43.12 \times 0.015 = 0.6468 \text{ t-m}$$

設計時のプレストレス有効率 $\eta = 0.8$ とする。

5.4 設計応力 (曲げ)

プレキャスト P C 板自重のみ作用 ($\eta = 1.0$)

上端応力

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_g - \frac{P_i \times e}{Z_1} + \frac{M_p}{Z_1} = 47.9 - \frac{64680}{1350} + \frac{43200}{1350} \\ &= 47.9 - 47.9 + 32 = 32 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮)} \end{aligned}$$

下端応力

$$\sigma_2 = \sigma_g + \frac{P_i \times e}{Z_2} - \frac{M_p}{Z_2} = 47.9 + 47.9 - 32 = 63.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮)}$$

場所打ち部施工 ($\eta = 1.0$)

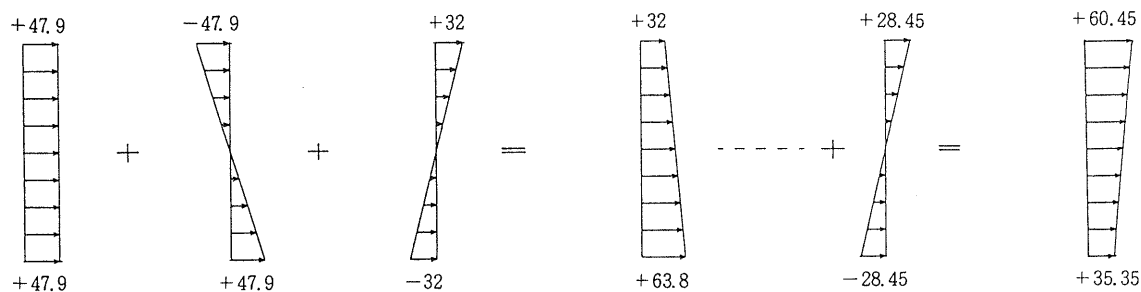
プレキャスト P C 板上端応力

$$\sigma_1 = 32 + \frac{M_r}{Z_1} = 32 + \frac{38400}{1350} = 32 + 28.45 = 60.45 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮)}$$

プレキャスト P C 板下端応力

$$\sigma_2 = 63.8 - \frac{M_r}{Z_1} = 63.8 - 28.45 = 35.35 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮)}$$

中央部応力の移り変り (圧縮応力を正とする) 単位 kg/cm^2



設計荷重時（プレストレス有効率 $\eta = 0.8$ ）

場所打ち部上端

$$\sigma_3 = \frac{M_{\ell c}}{Z_3} = \frac{80,000}{3275.94} = 24.42 \text{ kg/cm}^2 (F_{c450} \text{ とした}) (\text{圧縮})$$

$$F_{c210} \quad 24.42 \times \frac{60}{100} = 14.66 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる。}$$

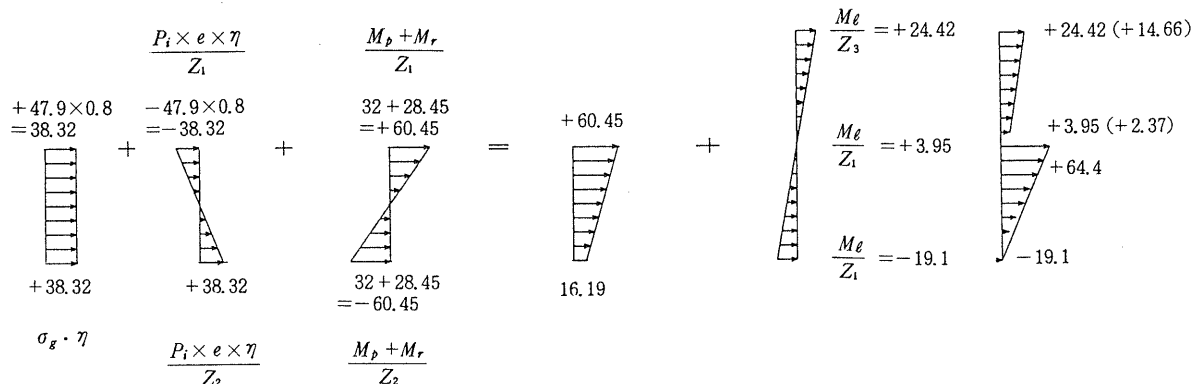
プレキャストP C板上端

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (47.9 - 47.9) \times 0.8 + 32 + 28.45 + \frac{M_{\ell}}{Z_1} \\ &= 60.45 + \frac{80,000}{20,293.77} = 60.45 + 3.95 = 64.4 \text{ kg/cm}^2 (\text{圧縮}) \end{aligned}$$

プレキャストP C板下端

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= (47.9 + 47.9) \times 0.8 - 32 - 28.45 + \frac{M_{\ell}}{Z_2} \\ &= 76.64 - 60.45 - \frac{80,000}{4,189.33} = 16.19 - 19.1 = -2.91 \text{ kg/cm}^2 (\text{引張}) \end{aligned}$$

中央部応力の移り変り（設計荷重時）（圧縮応力を正とする）単位 kg/cm^2



上図で、場所打ち部の応力度で（ ）付きは F_{c210} のコンクリート用の応力である。

プレキャストP C板の下端応力は若干引張応力となるがこれは F_{c450} の許容引張応力度 15 kg/cm^2 以下であるので、パーシャルプレストレスの設計となることが分かる。建物の場合必ずしもフルプレストレスの設計とする必要はない。

又プレキャストP C板上端の応力度 64.4 kg/cm^2 も F_{c450} の許容圧縮応力度 150 kg/cm^2 より小さく問題はない。

場所打ちコンクリート部の上端の応力度 14.66 kg/cm^2 も F_{c210} の長期圧縮応力度 70 kg/cm^2 より小さいので設計として適正であるといえる。

以上スパン中央部の曲げ応力の検討は終ったが、端部については鉄筋コンクリートとして設計する。

$$M_{\ell c} = 0.54 \text{ t-m}$$

スラブ全てが F_{c210} として有効幅は 100 cm となるので鉄筋比は釣合い鉄筋比以下となる。従って下式によって必要鉄筋量が求まる。

$$M_A = a_t \times f_t \times j$$

ここに a_t : 必要鉄筋量

f_t : 使用鉄筋の長期許容引張応力度 kg/cm^2
 j : スラブの有効成 cm

今 $D_{10} @ 200$ $d = 13 \text{ cm}$ とすると $f_t = 2,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ なので

$$M_A = 5 \times 0.69 \text{ cm}^2 \times 2,000 \text{ kg}/\text{cm}^2 \times 13 \text{ cm} \times \frac{7}{8} = 0,784 \text{ t-m}$$

従って 0.54 t-m より大きいので合格である。これは合成床全体の断面積 $17 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 1,700 \text{ cm}^2$
 $0.2\% = 3.4 \text{ cm}^2$ を少し上廻るので構造細則をも満足している。

5.5 曲げ耐力の検討

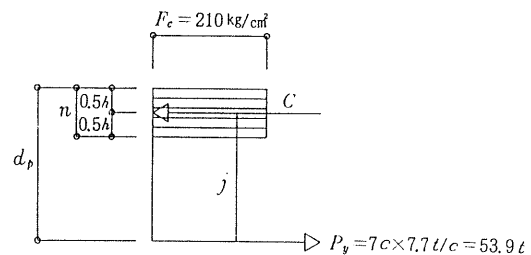
スパン中央について検討すればよい。

P C 鋼材の引張合力 P_y

$$P_y = 7 \times 7.7 \text{ t} = 53.9 \text{ t}$$

これに釣合う圧縮側のコンクリートの圧縮合力 C は
 $C = B \times n \times F_c = 100 \text{ cm} \times n \times 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ これらより

$$C = P_y \text{ から } n = \frac{P_y}{B \times F_c} = \frac{53.9 \times 10^3}{100 \times 210} = 2.57 \text{ cm}$$



降伏曲げモーメント M_u

$$\begin{aligned} M_u &= P_y \times (d_p - 0.5 \times n) \\ &= 53.9 \times (0.17 \text{ m} - 0.03 \text{ m} - 0.5 \times 0.0257) = 53.9 \text{ t} \times 0.12715 \text{ m} \\ &= 6.86 \text{ t-m} \end{aligned}$$

必要な曲げ耐力 $1.7 \times (G + P)$ と $1.2G + 2.0P$ である。

$$G = M_p + M_r = 0.432 + 0.384 = 0.816 \text{ t-m}$$

$$P = M_\ell = 0.8 \text{ t-m} \text{ (床、天井が含まれているので少し大きくなるが安全側としてよしとしている)}$$

$$1.7 \cdot (G + P) = 1.7 \times (0.816 + 0.8) = 2.75 \text{ t-m} < 6.85 \text{ t-m}$$

$$1.2 \cdot G + 2.0P = 1.2 \times 0.816 + 2 \times 0.8 = 0.9772 + 1.6 = 2.58 \text{ t-m} < 6.85 \text{ t-m}$$

従って安全率は充分確保されている。

端部の曲げ耐力は学会指針18条解説に示されているように積載荷重が特に大きくないので検討は省略できる。

5.6 セン断力に対する検討

プレキャスト P C 板に作用するせん断力は自らの自重と場所打ちコンクリートの自重、さらに合成後に積載荷重によるものが追加される。

$$Q_{p+r} = 0.816 \text{ t} \quad \tau_{p+r} = Q_{p+r} / b_p \cdot j_p \quad \text{より } d = 6 \text{ cm}$$

$$\tau_{p+r} = 816 / \left(100 \times 6 \times \frac{7}{8} \right) = 1.55 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

積載荷重によるせん断力は合成床に作用するので $d = 14 \text{ cm}$ として

$$\tau_\ell = Q_\ell / b \cdot j = 800 / \left(100 \times 14 \times \frac{7}{8} \right) = 0.54 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

となる。プレキャストPC板には上の二つの τ が作用するので、 $(1.55 + 0.54) = 2.09 \text{ kg/cm}^2$ となり場所打ち部は 0.54 kg/cm^2 のみとなる。いずれも小さい値で設計上問題にはならない。

5.7 打継ぎ面のせん断応力度の検討

この検討に用いる材端のせん断力は既に求めたように $Q_F = 0.8'$ となる。

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{b \cdot I}$$

ここに b : 打継ぎ面の幅

I : 合成断面の図心における断面二次モーメント、但し場所打ち部はコンクリートの弾性係数比で断面の幅を補正する。

S : 合成断面の打継ぎ面におけるプレキャストPC板または場所打ちコンクリート部の合成断面の図心に対する断面一次モーメント

Q : 場所打ちコンクリートが硬化後に作用するせん断力

$$S = 2782.58 \text{ cm}^3 \quad \therefore \tau = \frac{800 \times 2782.58}{100 \times 31252.4} = 0.72 \text{ kg/cm}^2 < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

となり設計としては結合鉄筋は不要である。

終局時のせん断応力度は、先の曲げ耐力と同様に $1.7 \times (G + P)$ の時が大きい耐力を必要とする。従って

$$Q_u = 1.7 \times (0.816 + 0.8) = 1.7 \times 1.616' = 2.75'$$

となり、

$$\tau_u = \frac{Q_u \cdot S}{b \cdot I} = \frac{2750 \times 2782.58}{100 \times 31252.4} = 2.45 \text{ kg/cm}^2 < 15 \text{ kg/cm}^2$$

となり τ が 3 kg/cm^2 以下でもあるので結合鉄筋は不要である。

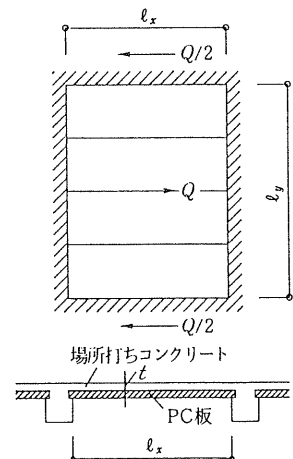
5.8 PC合成床板の水平せん断力の検討

スラブの形状を図のようなものとする。 $\ell_x = 400 \text{ cm}$ $\ell_y = 600 \text{ cm}$ とする。床の単位面積当りの重量を $(\omega_p + \omega_r + \omega_\ell)$ とすると $(0.216 + 0.192 + 0.4) = 0.808 \text{ t/m}^2$ となる。 ω_ℓ は地震力用にすれば少し小さな値になるがここでは変えない。従って図の Q は次のようになる。

$$Q = \ell_x \times \ell_y \times 0.808 = 4 \times 6 \times 0.808 = 19.4'$$

せん断係数 C_0 を1としていることになる。丁度局部震度と同じ C_0 である。

$Q/2 = 9.7'$ せん断面の面積は場所打ちコンクリートのみで抵抗させるとして $A_s = t \times \ell_x = 8 \text{ cm} \times 400 \text{ cm} = 3200 \text{ cm}^2$ $\tau = 9700/3200 = 3.03 \text{ kg/cm}^2$ となり F_{c210} とすれば充分安全であるといえる。場所打ちコンクリート部の厚さは建物全体の床水平剛性の面からも適切な大きさとすべきであろう。



更に建物全体としての耐震要素（耐震壁、柱）への地震力の伝達の検討が必要である。この時の C_0 は0.2でよい。ここではこの検討は省略する。

5.9 構造細則の検討

- a. P C 鋼材のかぶり厚さは、プレキャスト P C 板の下縁より P C 鋼材まで3cmあり、2cm以上ある。
- b. P C 鋼材は対称に配置されておりプレキャスト P C 板の水平方向への偏心曲げ変形は生じない。
- c. プレキャスト P C 板の上面は高さ4mm以上の凹凸を人為的に設ける。
- d. プレキャスト P C 板の鉄筋量は、 $\phi 6 @ 150$ のメッシュを用いれば、 $a_t = 6.66 \text{ 本} \times 0.28 \text{ cm}^2 = 1.86 \text{ cm}^2/\text{m}$ となり p_t は0.207%となる。
- e. P C 合成床板の板部の厚さは $8+9=17\text{cm}$ ある。
- f. 場所打ちコンクリート部の厚さは8cmある（5cm以上）。
- g. 場所打ちコンクリート部の鉄筋量は $x y$ 両方向共 $\phi 6 @ 150$ メッシュでよい（ $p_t = 0.23\%$ ）。
但し P C 板継目部は厚さ17cm分の鉄筋量となるので $D_{10} @ 200$ $a_t = 3.57 \text{ cm}^2$ $p_t = 3.57 / 17 = 0.21\%$ となり0.2%の規定を満足する。
- h. プレキャスト P C 板のかかり長さは3cmとして板の施工用寸法とする。

プレキャストセグメント工法の現状と展望

日本道路公団 山 縣 敬 二
(株) 長 大 秋 元 泰 輔
(社) PC建設業協会 高速道路橋研究委員会

1. ま え が き

PC 橋の建設において、PC プレキャストセグメント工法の採用の始まりは、国外においては1940年代の後半に建設されたエスブレイ橋（仏）、そして我が国では、1966年に完成した首都高速道路の目黒架道橋である。以来、セグメント継目部の設計手法の確立、セグメント接合部目地材の開発そして架設方法の進歩にともない、数多くの橋梁が本工法で建設されてきた。しかし、国外に比べ国内の実績は少ないのが現状である。

PC プレキャストセグメント工法は、橋脚および上部工の部材（セグメント）をあらかじめ工場あるいは橋梁建設現場付近または現場ヤードで製作し、架設現場で継ぎ合わせ、プレストレスにより一体の橋梁とする工法である。本工法の特徴としては、下部工の着手と同時に作業ができることから工期を短縮できること、機械化が可能で比較的少人数の現場作業員で連続的に行えるため省力化が図れること、品質管理が容易であること、そして型枠および仮設材の転用が可能であることから経済的・省資源的である等の多くの利点を有している点にある。現在、我が国の建設業をとりまく専門作業員の減少および、高齢化による労務事情の悪化や作業環境の改善の必要性等を考えた時、これらの社会資本整備の充実に際して、本工法の採用は有効であると考えられる。

そこで、PC プレキャストセグメント工法により建設された橋梁上部工のうち主に箱桁を対象として事例調査を行い、今後さらにこの工法が発展するように構造の単純化に着目し、分析を加えたうえで、PC プレキャストセグメント工法に適する構造を提案することを目的として、(社)プレストレストコンクリート建設業協会の委託により、(財)高速道路調査会に「平成5年度、PC 橋の新しい構造事例に関する調査研究（PC プレキャストセグメント橋の構造の単純化に関する調査検討）委員会」（秋元泰輔委員長）が設けられた。

本報告は、上記委員会報告書の概要をまとめたものであるもので、詳細については委員会の報告書を参照されたい。

なお、「道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編」ではいくつかのブロックにわけて製作したプレキャスト部材を接着剤を用いて接合しプレストレスを与えて一体化する工法をプレキャストブロック工法と用語を定義しているが、ここではPC プレキャストセグメント工法と記すことにしている。

2. PC プレキャストセグメント工法の現状

2.1 事例調査

PC プレキャストセグメント工法の現状を把握するため、表－1に示す調査表にもとづき、調査を

行った。

対象とした橋梁は、表－２に示すように、以下の調査対象橋梁および国内での PC プレスキャストセグメント工法により建設された橋梁のうち資料が入手できた、国外30橋、国内18橋の合計48橋である。

- “PC 橋の新しい構造事例に関する調査研究（その１～その４）” (財)高速道路調査会
- “米国 PC セグメント橋調査団（平成４年度実施）”
団長：風間 徹 (財)高速道路調査会
- “欧州橋梁調査団（平成５年度実施）”
団長：山縣敬二 (財)高速道路調査会

2.2 調査結果の整理

調査を行った国内外の48橋について、以下に示すように構造（構造形式、断面形状、構造細目）、施工（製作方法、ヤード設備、運搬方法、架設方法）および採用理由別に整理し、分析を行った。

表－１ PC プレキャストセグメント工法調査表

橋 名		施工場所				
橋 梁 概 要	橋 種	道路・鉄道・その他		断面形状	H＝ m ～ m	
	橋 長			施工期間		
	支 間 割			主 要 材	コンクリート	
	幅 員				数量	
	構造形式			PC 鋼材	規格	
	線形条件	平面	縦断	数量		
	地理条件	海上・河川・山間・平野・その他		規格		
	施 工 法	張出し・スパンバイスパン・押出し・その他		鉄 筋	数量	
			規格			
特 徴						一般図・構造図
						製作・架設概要図
	製作ライン (工場製作・現場製作)					
	製作方法	支点部				
		中間部				
		連結部				
目 地 割						
せん断キー						
運 搬 方 法						
架 設 機 械					参考文献	
セグメント	長 さ			問 題 点		
	桁 高					
	重 量					

表一 2 調査橋梁一覧表

1) 国 内

橋 名 ／施工場所 ／完成年月	構造形式 ／用途
1. 多摩大橋 東京都西多摩郡 1969年	4 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
2. 神島大橋 岡山県笠岡市 1970年 3 月	3 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
3. 越田橋 (真崎大橋) 岩手県下関伊郡 1970年 5 月	3 径間連続箱桁 道路橋 山間部横断
4. 大内野橋 茨城県 山方町～大子町 1970年	3 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
5. 西金大橋 茨城県久慈郡 1972年 1 月	3 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
6. 妙高大橋 新潟県中頸城郡 1972年11月	4 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
7. 釜屋橋 兵庫県美方郡浜坂町 1972年	PC 単純箱桁 道路橋 湾口横断
8. 中央橋 岩手県北上市 1973年	7 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
9. 国見橋 岩手県北上市 1974年 3 月	9 径間有ヒンジ 連続箱桁 道路橋 河川横断

橋 名 ／施工場所 ／完成年月	構造形式 ／用途
10. 十三湖大橋 青森県北津軽郡 1979年 2 月	3 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
11. 新山下橋 神奈川県横浜市 1979年 3 月	3 径間連続ラーメン箱桁 道路橋 海上横断
12. 江原橋 岩手県 金ヶ崎町～江刺市 1982年	9 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
13. 瀬底大橋 沖縄県国頭郡 1984年11月	3 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
14. 太田橋 岩手県盛岡市 1986年10月	3 径間連続箱桁 道路橋 河川横断
15. 東名足柄橋東 静岡県駿東郡 1991年 3 月	5 径間連続ラーメン箱桁 道路橋 山間部横断
16. 池間大橋 沖縄県平良市 1992年3月	3・4・5 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
17. 二色の浜高架橋 大阪府貝塚市 1992年 9 月	3・7 径間連続箱桁 道路橋
18. 幕張高架橋 千葉県幕張本郷 1994年 2 月	6 径間単純箱桁 道路橋 その他

2) 国 外

橋 名 ／施工場所 ／完成年月	構造形式 ／用途
1. シヨン高架橋 Chillon スイス モントルー市 1969年12月	多径間連続箱桁 高速道路橋 丘陵部斜面横断 (レマン湖の辺り)
2. 北門高架橋 台湾 台北市 1978年10月	2・3 径間連続箱桁ラメ ン 道路橋 都市内高架橋
3. コッハタル橋 Kochertal ドイツ 1979年	9 径間連続箱桁 道路橋 山間部高架

橋 名 ／施工場所 ／完成年月	構造形式 ／用途
4. リップ橋 Rip オーストラリア 1979年	ゲルバー形式連続トラス 鉄道橋 海上横断
5. ロングキー橋 Long Key アメリカ フロリダ州アイラモラダ 1981年 7 月	8 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
6. セブンマイル橋 Seven Miles アメリカ フロリダ州マラソン 1982年 7 月	多径間連続箱桁 道路橋 海上横断

7. ブビアン橋 Bubiyán キューバ 1983年	PC 立体トラス 道路橋 海上横断
8. セルムナ高架橋 viaduc de Sermenaz フランス リヨン市北東 1984年	5 径間連続箱桁 道路橋 河川・山間横断
9. サンーアニャン高架橋 Saint-Agnant フランス 1984年 5 月	6 径間連続 4 主桁橋 道路橋 河川・平野横断
10. イースト ハンティングトン橋 East Huntington アメリカ East Huntington W. Va 1985年	4 径間連続斜張橋 高速道路橋 河川横断
11. ネイロール橋 viaduc des Neyrolles フランス 1986年	17 径間連続箱桁 道路橋 山間部横断
12. ゲートウェイ橋 Gateway Bridge オーストラリア ブリスベン市 1987年	多径間連続箱桁 道路橋 河川横断
13. サンシャイン・スカイウェイ橋 Sunshine Skyway アメリカ フロリダ州タンパ湾口 1987年 4 月	3 径間 連続斜張橋 道路橋 海上横断
14. ビロキシントーステート110 Biloxi Interstate-110 Viaduct ミシシッピ州ビロキシ 1988年	多径間連続箱桁 道路橋 海上横断
15. レ・アイランド橋 Re Island フランス 1988年 4 月	3 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
16. フレリューズ橋 Frebuge フランス マコン〜ジュネーブ間 1988年 8 月	10 径間連続箱桁 道路橋 山間部横断
17. グラシエル/シランス橋 Glacieres/Sylans フランス 1989年	3 径間 連続箱桁ラーメン (上路式トラス) 道路橋 山間部横断
18. エルベ橋 Elbe チェコスロバキア ボデーブラディ 1990年	3 径間 連続斜張橋 道路橋 河川横断

19. ジェームズリバー橋 James River アメリカ 1990年	3 径間 連続斜張橋 (中間橋脚有り) 道路橋 河川横断
20. シャンドリヌ橋 Chandoline スイス シオン市近郊 N 9 1990年 11 月	3 径間 連続斜張橋 (一面吊り) 高速道路橋 河川横断
21. ポート・オブ・マイアミ橋 Port of Miami アメリカ フロリダ州マイアミ 1991年 5 月	6, 10 径間 連続箱桁 道路橋 海上横断
22. ベルベリー橋 VERBERIE フランス TGV Nord 1992年 6 月	15, 17 径間 連続箱桁 鉄道橋 河川横断
23. ジェームズタウンヴェラザノ橋 Jamestown- Verrazzano Bridge アメリカ/ロードアイランド州 1992年 8 月	多径間連続箱桁 連続箱桁ラーメン 連続合成桁 鉄道橋 海上横断
24. ニューボールドウィン橋 New Baldwin アメリカ コネチカット州 1993年 6 月	11 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
25. ミッド・ベイ橋 Mid-Bay Bridge アメリカ フロリダ州デスティン 1993年	3 ~ 6 径間連続箱桁 道路橋 海上横断
26. ナチェス橋 Natchez Trace-Parkway Bridge アメリカ/テネシー州フランクリン 1993年 12 月	4 径間連続箱桁アーチ (2 連アーチ) 道路橋
27. Y プロジェクト San Antonio "Y" Project アメリカ/テキサス州サンアントニオ 1994年	3 ~ 6 径間連続箱桁 道路橋 都市内高架
28. ニーチェス川橋 Neches River Bridge アメリカ テキサス州 施工中	3 径間 連続斜張橋 (中間橋脚有り) 道路橋 河川横断
29. H-3 ウィンドワード高架橋 H-3 Windward Viaduct アメリカ/ハワイ州オアフ島カネオヘ 施工中	多径間有ヒンジ 連続箱桁 道路橋 山間部横断
30. バンコク第 2 高速道路 (S. E. S. in Bangkok) タイ国バンコク市 第 1 期 1993 年 第 2 期 1995 年 (予定)	4 径間連結単純箱桁 高速道路橋 都市内高架

2.2.1 構 造

(1) 構造形式

項 目	国 内 (18橋)	国 外 (30橋)
構 造 形 式	連続箱桁橋 16橋 桁橋 14橋 ラーメン橋 2橋 単純箱桁橋 2橋	・連続箱桁橋 19橋 桁橋 16橋 ラーメン橋 3橋 ・連続桁橋 (π断面) 1橋 ・連続トラス 3橋 ・斜張橋 6橋 ・アーチ橋 1橋
橋 長 ・ 支 間	・橋長はほとんど1000m以下で1000m～1500mが1橋あった。 ～200m 7橋 250～300m 1橋 ～500m 5橋 ～800m 3橋 ～1000m 1橋 1000～1500m 1橋 ・支間は、50～60m規模のものが最も多く見られる。 40～50m 1橋 ～60m 9橋 ～70m 3橋 ～80m 2橋 ～90m 2橋 ～100m 1橋	・斜張橋以外の24橋について 橋長は、1000m以下のものが6橋で1000m以上が18橋あった。なかでも3000m以上のものが8橋ある。 支間は、40～60m規模のものが最も多く見られる。 40～60m 13橋 60～100m 7橋 100～150m 3橋 150～200m 1橋 橋長が3000m以上の8橋のなかで、主な支間長が40～60mのものが6橋ある。 ・斜張橋の6橋は橋長が300m～800mで支間長は150m～400mである。

橋の規模は、我が国では大部分が橋長1000m以下の規模であるのに対し、国外ではPC斜張橋を除き8割近くが1000m以上の規模となっており、3000m以上のものも1/3を占めている。このことは、PCプレキャストセグメント工法の普及には橋梁規模の大型化が必要であることを示唆していると考えられる。

PCプレキャストセグメント工法は、ほとんど全ての構造形式に適用可能であると考えられる。

国内及び国外の48橋の実績調査では、連続箱桁橋に適用される場合が多いようである。また、国外では、PC斜張橋での施工例も多く、等桁高断面が多い本橋梁形式には適した工法といえる。

また、支間割に関しては、40～60mスパンのものが半分を占めており、残りは60m以上となっている。架設工法としては張出し架設が主流を占めていることから、40～60m程度以上が張出し架設工法を適用した場合に経済的であることが推定できる。

なお、張出し架設工法によらなくとも、アメリカのJamestown Verrazzano橋にみられるように長さ50.4m、重さ2400tfの長大セグメントをスパンバイスパン工法で一括して海上にて架設した例もある。この様にPCプレキャストセグメント工法は、現地の地理的条件さえ整えば、橋梁形状・架設工法・支間割に関して比較的自由的な選択が可能となると考えられる。

(2) 断面形状

項 目	国 内 (18橋)	国 外 (30橋)
断 面 形 状	1 室箱桁断面が一般的である。 1 室箱桁 17橋 2 室箱桁 2 橋 (1 橋上りで 2 室箱桁、下りで 1 室箱桁の例がある。)	1 室箱桁断面が一般的である。なお、ストラット部材を用いてセグメントの軽量化及び床版スパンの増大 (最大32.3m) を図っているものもある。 1 室箱桁 20橋 2 室箱桁 4 橋 2 主桁箱桁 2 橋 π型断面 1 橋 エッジガーダー 1 橋 トラス 2 橋 1 室箱桁断面でストラット部材を桁内に使用している橋は 4 橋 (James River 橋を含む)、張出し床版に使用している橋は 2 橋、両方に使用している橋は 1 橋ある - ウェブをトラス形状としたもの (プビアン橋、グラシエル/シランス橋)、π型断面のもの (サン-アニヤン高架橋) は、全外ケーブル配置形式を採用。
桁 高	桁高変化 12橋 桁高一定 6 橋	- 連続箱桁橋の場合、支間長が80m 程度まで、桁高を一定にしている橋梁がある (コッハタール橋、ニューボールドウィン橋)。 - 斜張橋の 6 橋は桁高一定。

調査橋梁のうち、8 割近くが 1 室箱桁断面である。1 室箱桁断面とすることにより、断面の軽量化が図れる傾向にある。かなり広幅員のものまでストラットやリブ構造の併用によりこれを適用しており、断面の軽量化が製作設備・架設設備・セグメントの長大化を考えるうえで必要であることを示唆している。なお、軽量化の観点からも、高強度コンクリートや軽量コンクリートの使用など材料面の工夫も必要になってくると考えられる。

省力化・軽量化の面からは、隔壁の構造を見直す必要がある。これに関しては隔壁の設置間隔よりむしろ、隔壁のプレキャスト化に着目すべきであり、海外の例で多くあるように、桁内にプレキャストのストラットを配置するような方法を考えるべきである。

また桁高は、省力化・急速施工の面からは実績が示すとおり等桁高が有利となるが、長大セグメントの架設が可能な場合には必ずしも等桁高でなくてもよい。

(3) 構造細目

項 目	国 内 (18橋)	国 外 (30橋)
ケ ー ブ ル 配 置 方 式	全て内ケーブル方式 18橋	内ケーブル方式 8 橋 外ケーブル方式 9 橋 内・外併用方式 7 橋 (不明 6 橋)
偏 向 部	—————	ダイヤフラム形式 5 橋 リブ形式 3 橋 サドル形式 3 橋 (不明 5 橋)

部分的プレキャスト		- セグメント一体の重量を軽減し、かつ床版スパンを大きくするための斜めストラット部材をプレキャスト化した例がある。 張出し床版 2 橋 桁内 5 橋 (隔壁にかえて) - また、ウェブ部をトラス部材として軽量化を図った例もある。 (プビアン橋、グラシエル／シランス橋) - 運搬、架設時の設備を抑えるために、箱桁のウェブ部分を左右に分割し、フランジ部を後打ち施工した例もある。 (サン-アニヤン高架橋)
目 地	エポキシ目地 16橋 (不明 2 橋)	ドライ目地 3 橋 エポキシ目地 14橋 モルタル目地 (注入) 2 橋 コンクリート目地 2 橋 (不明 9 橋)
せ ん 断 キ ー	シングルキー 12橋 マルチキー 多段式 1 橋 波型式 1 橋 (不明 4 橋)	シングルキー 2 橋 マルチキー 多段式 14橋 波型式 3 橋 無し (箱桁の例) 1 橋 (不明10橋)
そ の 他	下床版に PC 鋼棒を使用しセグメント引込用突起を設ける例がある。	- ケーブル配置方式の使い分けは、スパンバイスパン、張出し工法、押出し工法などの架設工法とも関連している。 G. S. D. C※ によれば、将来の追加プレストレス用にダクト、定着具を予め配置しておくことが述べられているが、実状は不明。

※G. S. D. C (Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridge)

プレキャストブロックコンクリートの設計・施工指針 (米国)

ケーブル配置方式について、国内は全て内ケーブル方式であるが、国外は75%近くが外ケーブルを採用している。これからも今後、PC プレキャストセグメント工法では外ケーブルの採用が、軽量化・省力化の面からも有効であると考えられる。なお、外ケーブルと内ケーブルの配置比に対しては設計上から決定される (例えば架設時荷重は内ケーブル、完成後の後荷重に対しては外ケーブルで対処)。

部分的プレキャストについて、国内での実績は見受けられないが国外では実績があり、幅員の広い橋梁では床版スパンを大きくとりプレキャスト化された斜めストラットを採用することで軽量化が可能である。

目地について、国内は内ケーブルのみで、その防錆を考慮しエポキシ樹脂を使用している。今後、外ケーブルのみの場合には、省力化の観点からドライ目地の採用も可能と考える。ただし、ドライ目

地の場合、目地部のかみ合いの状態により、防水性、応力分布効果に悪影響を与えるので十分に施工性の配慮をする必要がある。

せん断キーについて、国内は全て内ケーブルのためシングルキーが大半である。外ケーブルの採用が生じればマルチキータイプが多くなると考えられる。

2.2.2 施 工

(1) 製 作 方 法

項 目	国 内 (18橋)	国 外 (30橋)
製 作 ラ イ ン	- 一般に狭いヤードでロングラインマッチキャスト方式によるセグメントの製作が行われている。 - ロングライン方式 : 16橋 - ショートライン方式 : 1橋 - 不明 : 1橋 - 門型クレーンを設置している場合が大半である。	- セグメントの製作は広いヤード条件にもかかわらず、製作ヤード面積が少なくすむショートラインマッチキャスト方式で行われていることが多い。 - ロングライン方式 : 2橋 - ショートライン方式 : 17橋 - 不明 : 11橋 - タイヤ自走式ガントリークレーンを設備しているのが大半である。
製 作 台	製作台の規模や基数は、工程や施工規模等を考慮して決定されているようであるが、一般に最大径間長の1/2程度の長さのものを1～2基設けている。橋長の1/2ないし1/3の長さの例もある。	製作台は、標準セグメント用（主桁形状一定）と調整セグメント用（柱頭部接続用の部材厚変化部）と柱頭部セグメント用を分けていることが多い。
セ グ メ ン ト 製 作	- 現場製作が多い。 - 現場製作 : 13橋 - 工場製作 : 5橋 $\sigma_k = 400 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを使用していることが多く、早期脱型のため、蒸気養生を行っている例もある。 - 製作日数 : 1～2日 / (セグメント・基) (標準セグメントの平均的なもの)	- 現場製作が多い。 - 現場製作 : 16橋 - 工場製作 : 3橋 - 不明 : 11橋 - 高強度で、早期脱型を行うため、蒸気養生を実施している場合もある。 - プレハブ鉄筋や箱桁断面内ストラット等のプレキャスト部材の採用で省力化をしている例が多い。 - 製作日数 : 1日 / (セグメント・基) (標準セグメントの平均的なもの)

製作方法について、国内はロングライン方式がほとんどであり、国外ではショートライン方式が多く採用されていることが挙げられる。

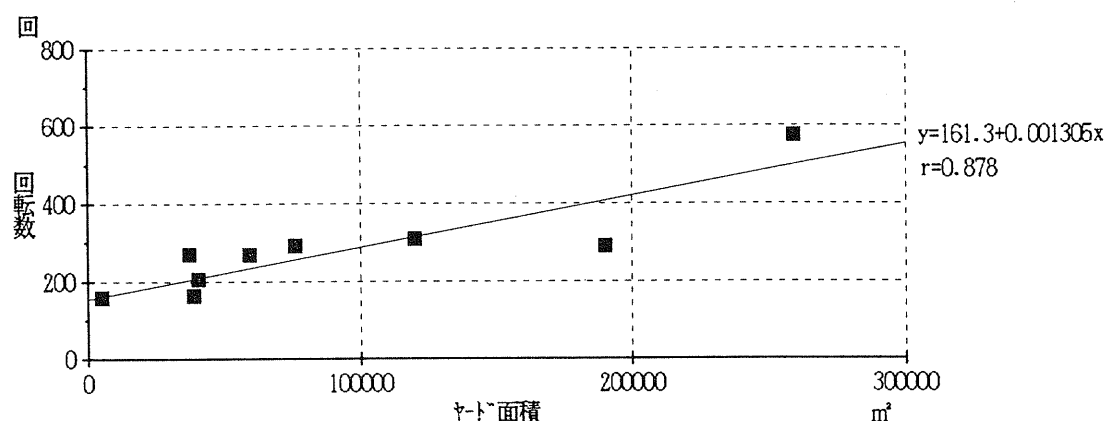
ロングライン方式とショートライン方式の選択における国内外の相違は、橋梁発注規模による型枠や製作装置のコストの問題、架設時の出来形許容誤差の大きさなどについての基本的な考えの違いにあるのではないかと考えられる。

セグメントの製作は、実績調査の結果、国内外共に大半が現場製作である。品質管理上は工場製作が優位であるが、セグメントの運搬経路、手段に問題がある。また、工場製作とするためには運搬を考慮した上で利用可能な工場の存在が前提となるので、現場製作が多くなったものと考えられる。

PC プレキャストセグメント工法で施工された橋梁のセグメント重量およびセグメント長（平均）について、実績調査結果では、それぞれ概ね、70tf 以下および3.5m 以下となっている。

ショートラインマッチキャスト方式における製作装置転用回数は、製作ベースの基数や特殊セグメントおよび工程等から定まると思われるが、国外の実績を図－１に示す。製作装置は、標準セグメント用、特殊セグメント用合わせて３基以上用意している。

コンクリートの養生は、早期脱型が可能な蒸気養生とするのが一般的であるが、橋梁規模が小さい場合や温暖地域で早期脱型が可能な場合など、架設速度、製作台数、製作個数およびストックヤード面積等を勘案し、経済性を考慮して判断する必要がある。



図－１ 製作装置転用回数とヤード面積
(ショートライン方式)

(2) ヤード設備

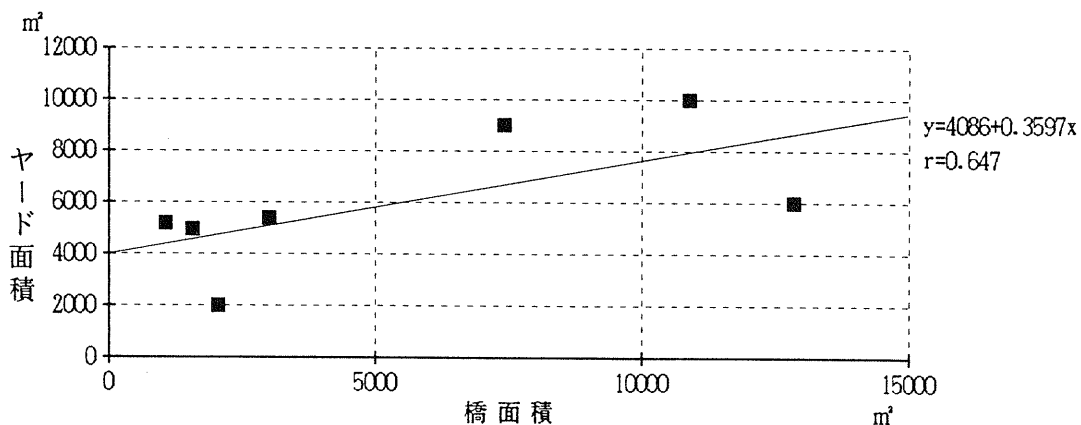
項 目	国 内 (18橋)	国 外 (30橋)
ヤ ー ド 位 置	一般に、自由なヤード選定が出来ず、架設地点付近に細長く狭い、製作ヤードを確保している場合が多い。ヤードの設置位置は、セグメントの運搬上の制約が大きいものと思われる。	運搬上の制約などがあまりなく、架設付近のみならず、10km 程度離れた位置に設けている場合もある。
ヤ ー ド 広 さ	“5,000～10,000m ² (製作ヤードを含む)” が一般的であり、ヤードが狭いためセグメントを２～３段積みしている例もある。	“100,000m ² (製作ヤードを含む) 程度” の広さを確保し、セグメントのストックは１段積みが多い。
ヤ ー ド 内 移 動 (セ グ メ ン ト)	ロングラインにあった門型クレーンが多い。	タイヤ自走式ガントリークレーンが多い。

ヤード面積については、現場条件、施工条件等（例えば、ストックヤードの確保が十分にできない場合セグメントを多段ストック）によりバラツキがあると思われるが、図－２、図－３に、ロングライン方式（国内）とショートライン方式（国外）のヤード面積と橋面積（橋梁規模）の相関関係を示す。

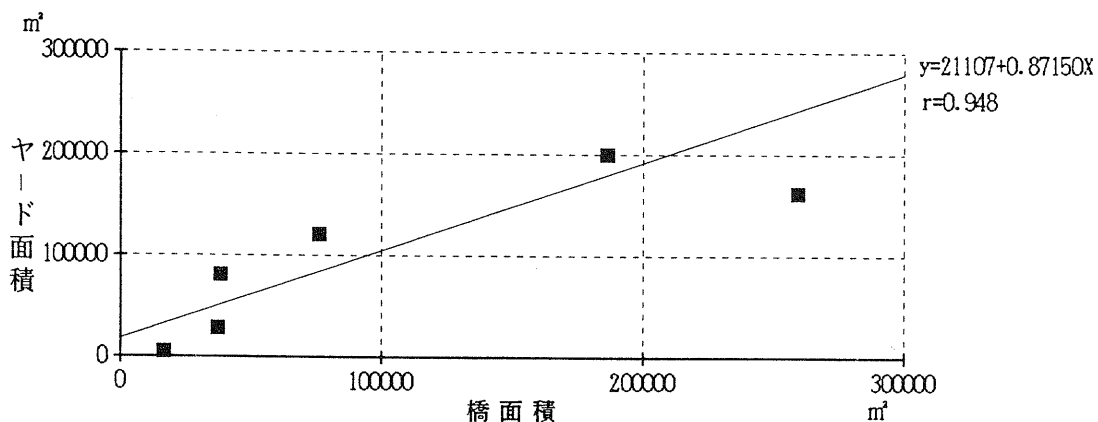
ヤード（セグメント製作ヤード、ストックヤード）の位置は、立地条件に大きく左右される性質のものであるが、国外では運搬上の制約があまりないためか架橋付近だけでなく、ある程度離れた位置に設けている例もある。一方、国内においては広いヤードを自由に確保する事は困難であり、運搬上の制約もあると考えられるため、架橋付近（全体道路計画のなかで隣接する土工区間やサービスエリア等）の制限されたヤードを、有効に利用している。

ヤード内におけるセグメントの移動は、橋梁規模が大きく広いヤードが確保可能であれば、タイヤ式ガントリークレーンで（設備費は割高であると思われる）、現場条件、架橋位置等により十分なヤ

ード確保ができない場合、例えば、国内のように橋梁計画延長上の狭いヤードでは、門型クレーンで行うのが有効であると思われる。



図－２ 橋面積とヤード面積の関係
(ロングライン方式)



図－３ 橋面積とヤード面積の関係
(ショートライン方式)

(3) 運搬および架設方法

項 目		国 内 (18橋)	国 外 (30橋)
運 搬	機 材	陸上部のほとんどはトレーラーであり、海上部は台船が一般的である。また、ヤードが架設地点のすぐそばである場合は門型クレーン及び台車を使用されている。	- 陸上部はトレーラーとトラックが主に使用されているが、海上部は台船が一般的である。 140tf のセグメントをヤードから現場まで (1.6km) 特殊トランスポーターで運搬した例がある。
	距 離	- ストックヤードは架設地点のすぐそばであるのが一般的であるため距離はほとんどない。 - 海上橋梁の場合で運搬距離が285km のものがあった。	- 運搬距離は10km 以下が多い。 - 台船で400km 海上輸送した例があった。

架 設	機 材	・エレクションガーダーが一般的であり（18橋中9橋）、海上橋梁以外はさらにその傾向が強い。 ・その他として、エレクションノーズ門型クレーン、ケーブルクレーン、エレクショントラス、トラッククレーンなどがある。	・スパンバイスパン架設工法、張出し架設工法共にエレクションガーダー、エレクショントラス、エレクションノーズなどが一般的に使用されている。（25例） ・海上橋梁の場合はフローティングクレーンが使用されることが多い。
	方 法	・張出し架設工法 16橋 ・押出し工法 1橋 ・ステージング工法 1橋	・張出し架設工法とスパンバイスパン架設工法が一般的である。 - 張出し架設 22橋 - スパンバイスパン 12橋 - 押出し工法 1橋 - 移動支保工 1橋 （6橋は張出し架設とスパンバイスパン架設の2工法を採用） ・海上橋梁以外は張出し架設工法が圧倒的に多い。
	サイクル	・1～3セグメント／日	・張出し架設工法の場合、1～4セグメント／日が多い。 ・スパンバイスパン架設工法の場合、70～160m／週が多いが、橋梁規模により大きな差異がある。 ・押出し工法の場合、70m／週（ベルベリー橋）の例がある。
	橋長／工期 （m／月）	・10～30m／月が多い。	・張出し架設工法の場合、15～50m／月が多い。 ・スパンバイスパン架設工法の場合、120～150m／月が多い。
	最大支間長	・最大支間長は50m～150mがすべてで、なかでも50m～70mが2/3を占める。	・張出し架設工法の場合、50～200mの範囲に均等に分布している。 ・スパンバイスパン架設工法の場合、ほとんど60m以下である。

国外は国内に比べ、運搬上の制約（各法令や規則等）が少ないことから、国内ではセグメント重量が100tf以下なのに対して、国外では200tfを越えるセグメントを製作・運搬している。また、国内外の橋梁規模の差にもよるがセグメントの数は国外の70%が500個以上であるのに対して、国内では全て300個以下である。

国内でのセグメント製作は、実績調査橋梁18橋のうち、5橋が工場製作で、13橋が架橋地点近傍の現場ヤードで製作されている。このように架橋近傍に製作ヤードを設けるケースが多いのは運搬上の制約によることが大きく、国内のように、狭いヤードしか確保出来ない状況のなかで製作されるセグメント重量は運搬・架設を考慮して工場製作では1セグメント当り30～50tf、現場製作では40～60tfが一般的である。このためセグメント製作ヤードには、製作されたセグメント桁の小運搬、仮置き、積み込み等の作業のため大型の自走式門形クレーンと台車が主に使用されており、架橋近傍の製作ヤードより架設場所に運搬する場合は、ヤード内の運搬で使用した機材またはトレーラーなどに積み込み

運搬される。一般的に架橋地点から離れた製作ヤードや工場から運搬する場合、陸上部のほとんどはトレーラー、海上部は台船が使用されている。特殊な場合の例として、県道の通行妨害の回避のため陸上運搬を避け台船を使用した例もあった。また、国内において製作ヤードが架橋地点のそばであることが多いため運搬距離はほとんどないが、工場から架橋地点までの運搬距離がトレーラーで285km、台船で20kmの例もある。

国外でのセグメント製作は実績調査橋梁30橋のうち工場製作は3橋で、ほとんどが現場製作である。製作ヤードについては、国内に比べ運搬上の制約も少ないことから架橋付近のみならず、10km程度離れた場所にも設けられている。製作ヤードから架橋地点までの輸送は国内と同様に陸上部ではトレーラーやトラック、河川・海上部では台船が最も一般的に使用されている。また、140tfのセグメントをヤードから現場まで(1.6km)96輪の特殊トランスポーター(特殊トレーラー)で運搬した米国の例がある。運搬距離は10km以下の場合が多いが、台船によって400km海上輸送した例もある。

架設について、国内においてはスパンバイスパン工法の採用実績はまだないが、張出し架設工法が18橋中16橋、国外では張出し架設工法が30橋中22橋、スパンバイスパン工法は12橋採用されている。また、米国と欧州では傾向が変わり、米国では張出し架設工法とスパンバイスパン工法が同程度の割合で採用されているのに対して、欧州では国内と同様に張出し架設工法が多く採用されている。

架設工法は架設現場の諸条件(使用条件、施工条件、自然環境条件、社会環境条件)に応じて決定される。張出し架設工法が採用されている橋梁規模は、国内では大多数が700m以下であるのに対して、国外では1,000mまでの橋梁に70%、2,000mでは約85%の橋梁に採用している。また、スパンバイスパン工法は85%が500m以上、65%以上の橋梁が1,000mを越えており、なかには10kmを越える橋梁も数橋ある。

近年、欧米では架設速度が早く工費が削減される等の理由により、径間長30～50mの中規模径間長の橋梁においては、スパンバイスパン工法による架設が増大しており、張出し架設工法は45～150mの橋梁に用いられている。このことは、実績調査により架設工法と架設地点の関係をみると、張出し架設工法は支間が長くなる条件を持つ山間部に、スパンバイスパン工法は平野部河川及び海上部に多く採用されている。また、同じ橋梁延長で、国道や航路上を跨ぐ箇所には張出し架設工法で、また他の部分はスパンバイスパン工法で架設されている橋梁が数橋あることも、各工法の適用支間長を考慮した事によるものと思われる。

施工速度は、架設工法または使用機材等でかわるが、国内ではエレクションガーダーを使用している張出し架設工法がほとんどで、施工サイクルは1～3セグメント/日である。国外の張出し架設工法ではエレクショントラス、エレクションガーダー、エレクションノーズを主体として使用しており、施工サイクルは2～4セグメント/日が多い。国内外の施工サイクルの違いは、目地をドライ目地としていることや使用架設機材の開発等があげられる。また、スパンバイスパン工法ではエレクショントラス、エレクションガーダーが多く用いられており、施工速度は70～160m/週(2～3径間/週)と非常に速いのが特徴である。米国において、本架設工法で施工した橋梁に対して報奨金を賭け、最大7径間/7日で1日1径間(12時間稼働)の施工実績がある。

2.2.3 採用理由

国 内 (18橋)		国 外 (30橋)	
急速施工及び工期の短縮	14橋	急速施工及び工期の短縮	8 橋
現場作業の省力化	2 橋	単純化して施工性の向上	4 橋
品質管理の向上	3 橋	現場作業の省力化	3 橋
・コンクリート養生の確実性		経済性	4 橋
・桁製作の確実性		(内訳) ・軽量化,単純化(部分的プレキャスト)	
寒冷期の施工	1 橋	・工法比較,橋種比較	
製作ヤードの確保が容易	3 橋	施工場所の作業環境条件	4 橋
施工場所の作業環境条件	6 橋	(内訳) ・都市内高架橋のため平面交通の確保	
(内訳) ・交通阻害の回避		・景観及び施工時の地上部との相互影響	
・支保工存置期間の限定		・観光事情の相互影響	
・気象条件		・周辺交通への悪影響解除	
・支保工施工が不可能			
・公園利用阻害の回避			
・住宅密集地			
施工場所の自然環境条件	1 橋		
・塩害対策及び海上掘削による海の汚濁防止			
工法の有利さ	1 橋		
・桁下作業占有空間が少なく済む			

本工法を採用するに当たっての留意事項を、調査文献に示された問題点のもとで下表のようにまとめた。

工法を採用しての問題点が記述してあった文献は、国外で 4 橋、国内で 6 橋あり、国内の橋梁の場合、表中の項目が重複しているものもある。また国内の場合、これら 6 橋の施工時期は1960～1970年代となっている。

国内外で共通している工法を採用しての問題点は、「セグメント架設中の閉合誤差とその調整方法」そして「線形的な問題からくるセグメント製作および施工上の困難さ」があげられ、将来的に PC プレキャストセグメント工法を計画・採用するにあたって考慮しなければならない点を提示している。

国 内 (18橋)		国 外 (30橋)	
セグメントストックヤードの不足	2 橋	セグメントの密着性	1 橋
施工開始時期	1 橋	複雑な線形のため施工が難しい	1 橋
・下部工と並行して作業が開始できたなら 2 ヶ月の工期短縮が可能であった		架設作業中の誤差修正法	1 橋
線形的な問題で不経済	2 橋	塩害によるセグメント接合部のドライジョイントの損傷	1 橋
・同じセグメントがない		(エポキシ塗装で表面補修を行った。)	
・曲線橋逆台形断面のため型枠製作が困難			
セグメント閉合誤差と調整法	3 橋		
桁間目地の場所打ち施工	1 橋		

2.3 調査のまとめ

調査分析した結果、橋梁規模が国内では500m 以下のものが大部分を占めるのに対し、国外の橋梁規模はすべて500m 以上であり、なかには10km を越すものもあった。しかし、橋梁規模の差は顕著であるものの、国内外ともに施工場所の作業環境条件の制約を含めた急速施工の必要性、そして省力化施工を理由に PC プレキャストセグメント工法を採用したものが大半である。

PC プレキャストセグメント工法の長所は、橋梁規模が大きいほど生かされる。国内においては、工期上の制約等の特殊な場合に、本工法が採用されているのが一般的であるが、国外においては橋梁規模が大きいため、工法比較や橋梁比較を行った上で、経済性を採用の理由にあげている例もあり、施工性を考慮した構造の単純化によって経済性を高める工夫がなされている。

これらの工夫は、単純化、軽量化、省力化、急速化を目指したものであり、整理すると次のようになると考えられる。

①単純化

- ・一定区間内でウェブ厚を統一。
- ・床版をプレテンション方式とすることにより作業の煩雑さを除くとともにグラウト作業を省く。
- ・等桁高断面の採用。
- ・外ケーブルの採用。

②軽量化

- ・桁断面を1室箱桁断面とし広幅員に対しては斜めストラットを配置して対処。
- ・ケーブルの配置を内外ケーブル併用または全外ケーブルにすることにより部材厚を減少。
- ・高強度コンクリートの採用。

③省力化

- ・ショートライン方式の採用によりセグメント製作の省力化。
- ・塩害および凍害の心配のない地域では外ケーブル方式の採用に際し、セグメント接合部をドライ目地とする。
- ・鉄筋のプレハブ化による鉄筋組立の省力化。
- ・大型タイヤ自走式ガントリークレーンによるセグメント運搬の省力化。

④急速化

- ・支間の短い多径間の橋梁についてはスパンバイスパン工法による一括架設により架設を急速化。
- ・蒸気養生の採用によるセグメント製作工程の急速化。

これらの工夫を国内の橋梁に採用する場合には、橋梁規模はもとより橋梁地点の施工状況、例えばセグメント製作ヤードおよびストックヤードの確保は可能か、セグメントの運搬は可能か、資材の搬入搬出は可能か等工事工程を総合的に勘案して計画するとともに、国内の設計仕様や法令等も考慮しなければならないと思われる。

3. PCプレキャストセグメント工法の一提案

ここでは、2.の現状を参考にしてPCプレキャストセグメント工法がさらに発展するためにこの工法に適する構造および施工についての一提案を示す。ただし、事例調査の数やその内容は必ずしも完全に満足出来る範囲のものでないため、実際に採用するにあたっては対象となる個々の橋梁の諸条件、諸特性を十分に把握・検討する必要がある。

構造に関しては、橋梁規模、構造形式等それら単独では論じ難く、施工性を含めた全体的な視野でみていかなければならないため、今回は具体的な記述には至っていない。なお、構造細目で取り上げている各提案内容には、現時点ではまだ設計手法の確立がなされていない状況にあるものも多くあり、今後の検討課題となっている。

施工に関しては、これまで国内でのショートライン方式の実績は少なく、国外を含めた実績もその詳細については不明な物件が多い。また、実績の多い国外の施工例においても、労務事情（労働時間や安全対策および実労務歩掛り）のデータが少ないため、国内標準労働時間に換算したサイクル工程等が把握できない上に、輸送条件の制約が多く広い用地を確保することが困難な国内のような状況下では、ヤードの確保条件を無視して、セグメントの製作工程や架設工程を立案することは無理があると考えらる。

従って、ここでは諸外国の環境下で読み取れる橋梁規模に対し好ましいと考えられるヤード広さや、標準セグメントの製作装置転用回数や製作および架設サイクルを仮定し、各種の提案を行うものとした。しかし、これらの条件は必ずしもわが国の立地条件で満足すべきものではなく、借地料や製作架設工期および輸送費や輸送設備・輸送条件等を勘案すると共に、国内での安全対策事情や労務事情（交代制作業の可能性等）の変更を含め見直していく必要がある。

3.1 構 造

(1) 構造形式

項 目	提案内容	理 由・分 析	適用上の問題点
1. 橋梁計画 ・橋 長 ・支 間	架設工法を想定し、その工法の利点に即した規模を設定した上で、実際の地形条件に合わせた橋梁規模を計画することが望ましい。 やむを得ない地形条件の場合を除き、全体的な経済性につながるような等支間割で多径間化を図っていくことがより望ましい。	・国内外の実績を基に、各架設工法に適した橋梁規模を分析し、さらに架設地点の地形条件とリンクさせることが必要と思われる。 【実績】 ・支間割は、国内外実績、架設・運搬設備、輸送上の制約を考慮にいたしたプレキャストセグメントの寸法および重量との兼ね合いから決定することが望ましい。 【実績、施工条件】 ・繰返し施工の全体の作業の単純化を図り、経済性を向上させる。 【単純化、経済性】 ・基本設計においては、発生モーメントおよびPC鋼材の配置が平準化される支間割とすることも重要と思われる。 (例えば、側径間長＝中央支間の約80%) 【合理的な設計】	・経済性の指標は構造だけでなく施工性をも含めた全体の問題として取り扱う必要がある。

2. 構造形式	連続ラーメン形式	- 一般的に経済的に優位な形式とされる。 - 維持管理面で優れている。 - 地震時の水平力を全橋脚で分担する連続ラーメン形式では、橋脚がスレンダーとなり支承の費用も節減され全体として経済的となる。 【経済性】	
---------	----------	--	--

(2) 断面形状

項 目	提案内容	理 由・分 析	適用上の問題点
1. 断面形状	1 室箱桁 等桁高 傾斜ウェブ 斜めストラット 高強度コンクリート使用 床版横締： プレテンション方式	1 室箱桁では橋体自重の40%程度を占めるというウェブ数を最小限にでき、等桁高とすることで構造を単純化し、作業が軽減され施工性の向上が図れると思われる。 【単純化、施工性】 - 支間長に多少違いがある場合でも、本工法の利点を生かして等桁高が望ましい。あるいは、多少の桁高変化は、ウェブを傾斜させることで対応することも可能であり、同時に景観面でも寄与する場合もある。 【傾斜ウェブ、景観】 - 広幅員に対応する場合には、国外実績からみて箱内に斜めのストラット部材を設ける事が推奨される。 同様な理由からリブ付き床版も考えられる。 【広幅員】 - 部材厚、セグメント重量の軽減 張出し床版長の増大 グラウト無しによる耐久性の向上 【軽量化、耐久性】	- 床版および斜めストラット部材の設計手法の確立 - 高強度コンクリートの規格化・基準化 - 製作架台の大型化

(3) 構造細目

項 目	提案内容	理 由・分 析	適用上の問題点
1. ケーブル配置方式	内・外ケーブル併用方式 架設時：内ケーブル配置 後荷重（橋面、活荷重）： 外ケーブル配置	- 国外でも全外ケーブル配置方式は限られており架設工法にも左右される。片持ち張出し架設を想定した場合、内・外併用が有効かと思われる。 【実績】 - 現時点では内・外の最適配置比率が見いだせないが、後荷重に対して外ケーブル対応とすることで、完成系において必要となるケーブルを全て配置する必要がないためケーブル配置が単純化され、施工性も向上すると思われる。 【単純化、軽量化、施工性】	外ケーブル構造の設計手法の確立（注）

2. 隔壁、偏向部	隔壁：支点部ケーブル定着用 偏向部：サドル形式 (デビエータ) 〔防振装置〕	- セグメントの軽量化および外ケーブルの取替えを優先し、定着用としての支点横げたを除き、ブロックタイプのサドル形式も有効と思われる。 【軽量化】 - 外ケーブルの活荷重による振動を防ぐため偏向部にケーブル支持台等の設置（10m 間隔以内）が必要。	各部の設計手法の確立（注）
3. 部分的プレキャスト	斜めストラット部材 (セグメント打設時にセットし一体化する) 偏向部ブロック (デビエータ)	- 型枠組合いの工数削減および品質向上を図るため、部分プレキャスト化の採用が有効と考える。 【工場製品化、省力化】 - 上記と同様で、セグメント製作時の施工性向上のためにもプレキャスト化も有効と考える。	- 接合部の検討 - セグメント本体との一体化、固定方法
4. 目地	エポキシ樹脂塗布	ケーブル配置方式として一部に内ケーブル方式を採用するため、防錆面からの配慮、また、過去の実績ならびに強度確認実験結果等を重視する必要がある。 【防錆面、強度】	
5. セン断キー	多段（波形）キー	- 国内の事例では、大型のシングルキーの採用がほとんどであるが、国外では多段キーが主流となってきているようである。 【実績】 - セン断キーを小型の多段形式にすることで、けた高方向にセン断応力を分散することが可能になると考えられる。 【設計面】	設計手法の確立

（注）・高速道路調査会：「PC 橋の新しい構造事例に関する研究（外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討）」平成 5 年 3 月

3.2 施 工

3.2.1 製 作

項 目	提案内容	理由・分析	適用上の問題点
1. 製作方法	- ショートラインマッチキャスト方式 標準セグメント製作日数＝1 日/(セグメント・基) - 製作装置基数 $N = S \div 200$ N：製作装置基数 S：総セグメント数 200：転用回数 - セグメント性状 セグメント長：2.5m 程度 セグメント重量：60tf 程度 等桁高	- 今後の橋梁規模の大型化や省力化を考え、セグメントの製作効率の良いこの製作方式を推奨する。 - 製作日数は、国外の実績に基づき提案している。 【効率性】 - 製作装置基数は、橋梁形式及び規模ならびに架設工程や製作及びストックヤードなどの関係で決まるが国内での土地確保が困難な状況を考えると、ヤード面積と架設工程から必要製作装置基数を決定する方向になると思われる。 - 国外実績に基づく分析より判断すると、製作台 1 基当たりの平均製作装置転用回数は、200～250 回程度が望ましいと考える。 - 型枠は、標準用と特殊用（柱頭部用調整用）を準備する。 【実績・効率性】 - 国内外の実績、運搬設備等の制約から理想的なセグメント性状を考える。 - セグメントの製作効率を考え、等桁高が理想。 【施工性、効率性】	- セグメント架設時の許容施工誤差や調整方法の考え方 - ショートライン方式の国内実績が乏しい - 輸送上の制約と架設設備費との兼ね合い

2. ヤード	- 床版、プレテンション方式 - 鉄筋組立プレハブ化部分溶接	- 部材厚、セグメントの重量の低減を図るとともに、グラウトの必要もない。 【品質向上、軽量化】 1セグメント分の鉄筋を鉄筋組立ヤードにて組立て、門型クレーンにてマッチキャスト型枠内に一括して吊り込み、施工の急速化、省力化を図る。(鉄筋組立のプレハブ化) - 主筋、配力筋の部分溶接を行い、鉄筋組立のプレハブ化を促進する。 【効率性】	- 蒸気養生設備、桁製作設備の大型化 - 揚程を考慮した門型クレーン設備 - プレハブ鉄筋の組立精度 - 設計・施工上の基準の見直し
	- 位置 橋梁計画延長上(架橋地点近傍) - 広さ セグメント製作ヤード セグメントストックヤード 型枠加工ヤード 鉄筋加工ヤード 等を確保	- 製作・架設工程や国内での借地事情および運搬上の制約を考慮して提案している。 【施工性、効率性】 - 橋梁規模や架設工期等と密接な関係を持っているが、諸外国の環境下での橋梁実績から、以下の面積算定式が導かれる。 $Y=21107+0.87150X$ $X: \text{橋面積 (m}^2\text{)}$ $Y: \text{ヤード面積 (m}^2\text{)}$ なお、国内では、広大なヤード面積が確保できないと思われる為、2段、3段ストックへの考慮も必要である。 【実績・施工性・効率性】	- 他工区からのみで、橋梁計画延長上に確保可能かが問題 - 輸送問題 - ヤード(広さ・形状)と作業性の兼ね合い - 多段ストックの検討
3. 運搬 (ヤード内)	自走式門型クレーン	広いヤードが確保可能な国外では、大半がガントリークレーンによりヤード内運搬を行っているが、国内においては橋梁延長上の細長いヤードになると考えられる為、施工性を考えて自走式門型クレーンとしている。 【施工性】	多段ストックを考慮した門型クレーン設備

3.2.2 架 設

項 目	提案内容	理 由・分 析	適用上の問題点
1. 運 搬	- トレーラー - 台 車 - 台 船	- セグメントの運搬機材は運搬経路や現場の状況等を調査し、使用性、安全性および経済性より選定しなければならない。 今般、車輛の大型化に関する措置により、道路構造令、車輛制限令、道路法施工令等が改正され、公布、施工されたので(平成5年11月25日)、諸法令の注視が必要である。 - ストックヤードが架設地点の近傍で台車運搬ができない場合。陸上部の運搬は国内外共、トレーラーが一般的である。 【実績】 - ストックヤードが架設地点の近傍の場合。国内の実績、経済性を考えて推奨。 【実績、経済性】 - 運河、海上部の運搬は国内外共台船が一般的である。道路の通行妨害を回避するため運河や海上を台船を使用して運搬することも推奨。 【実績】	- セグメント性状 - 各法令や規則等による運搬上の制約。 - 地形条件の制約 - 運搬距離 - 軌条が他の交通を妨害 - 気象条件の制約

2. 架設工法	・張出し架設工法 ・スパンバイスパン工法	・セグメントの架設方法は様々あるが、架設方法の選定にあたっては最も合理的な方法を採用することが重要である。代表的な架設方法としては張出し架設工法とスパンバイスパン工法があげられる。 ・支保工架設が不可能な架橋地点では、橋梁規模、架橋地点の状況や架設機材等から考えて、他の架設工法に比べて経済的である。 ・使用する架設機材によって、架設速度は変わるが国内外共、エレクションガーダー、エレクショントラス、エレクションノーズを主体に使用。国内の施工サイクルは1～3セグメント／日。国外は2～4セグメント／日。支間50～150mの橋梁規模に適している。 【実績、経済性、施工性】 ・国内においてはまだPCプレキャストセグメント工法での施工実績はないが、欧米において架設速度が早く工費が削減される等の理由により、比較的中小規模径間長（30～50m）で多径間の橋梁に採用。 架設機材はエレクショントラス、エレクションガーダー、フローティングクレーンを主体に使用。 施工サイクルは70～160m／週（2～3径間／週）と非常に速いのが特徴。 【実績、経済性、省力化】	・セグメント性状 ・架設機材の選定（経済性、省力化、施工性、安全性） ・国内の施工サイクル改善のため、施工方法や架設機材等を細部にわたり検討する。 ・セグメント性状 架設機材費に適合する発注規模となる必要がある。 ・架設場所が航路や道路で径間長が長い場合や桁下空間が拘束される場合は受け桁方式のスパンバイスパン工法は適さない。
----------------	---	---	---

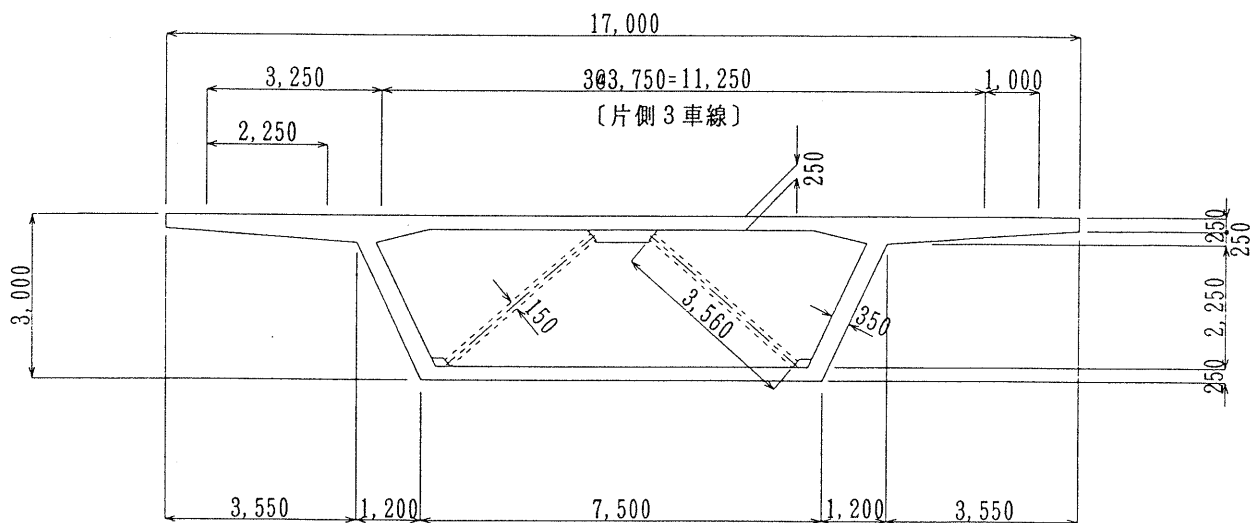
4. 計画例

ここでは、3. の提案をうけて、一定の条件下ではどのような計画になるかについて概略検討を加えた。

（1）基本条件の設定

第2東名・名神を想定し、以下の条件を設定する。

施工地形条件	：	山岳地域
ヤード位置	：	橋梁計画延長上（架橋地点近傍）
橋 長	：	1,500m
支 間	：	5@60m、5 連
幅 員	：	17m
施工方法	：	片持ち張出し架設
セグメント性状	：	2.5m、60tf
ケーブル配置	：	内外併用
主桁断面	：	PC1室箱桁断面（下図に示す）



セグメント断面積：9.189m²

セグメント重 量：22.97tf/m (突起部・ストラットを除く)

セグメント長2.5m の場合：57.4tf

ストラット部材 150×150×3560：0.2tf/本

突起部 L = 500 : 0.4tf/ 3 カ所

図－4 主桁断面

(2) 製 作

1) 製作方法

- ・ショートラインマッチキャスト方式
- ・製作装置基数

標準セグメント用 2 基と柱頭部用 1 基の併せて 3 基とし、1 基当たりの平均転用回数は、220回とする。

標準セグメント用——標準セグメント 500個

偏向部 50個

柱頭部用 —— 100個

- ・製作日数

床版横締めとしてプレテンション方式を採用するため蒸気養生をおこない早期強度の発現につとめる。

標準セグメント —— 1 日/(セグメント・基)

偏向部セグメント —— 2 日/(セグメント・基)

柱頭部用セグメント —— 3 日/(セグメント・基)

- 鉄筋組立

セグメント製作の急速化・省力化を図るため、鉄筋のプレハブ化の設備を設けるとともに鉄筋の部分溶接も行い、門型クレーンにて型枠内に一括して吊り込む。

2) ヤード

ヤード位置は、橋梁計画延長上で山岳地帯とし、必要なヤード面積は、本計画例におけるヤード配置（図－5）より、以下の通りとなる。なお、山岳地で大きなヤード面積が確保できにくい事を配慮しセグメントのストックは3段とする。

$$Y=800 \times 24.5 + 3,000 = 23,000\text{m}^2$$

（ヤード面積） （事務所等）

ちなみに、3章で提案している国外実績を元にした算式より求めると、

$$Y=21,107 + 0.87150X - 2X/3 \text{（3段ストック）}$$

$$X=1,500 \times 17 = 25,500\text{m}^2$$

$$Y=26,000\text{m}^2 \text{（作業所事務所等含む）}$$

となる。

ヤードには、型枠加工ヤード、鉄筋加工ヤード（ストックを含む）、セグメント製作ヤード、セグメントストックヤード等を設ける。

ヤードの標準的な設備としては、型枠加工及び鉄筋加工ヤード用門型クレーン、セグメント運搬用自走式門型クレーン、鉄筋加工用設備、セグメント製作設備、蒸気養生設備、セグメント形状管理測量設備等を考える。

3) ヤード内運搬

鉄筋のプレハブ化やセグメントの3段ストックが可能な揚程を確保した自走式門型クレーンを設置する。

(3) 架設

1) 運 搬

セグメントのストックヤードと架設場所が隣接しており、運搬路も平坦であるため、セグメントを自走式門型クレーンで重量台車に積み込み架設場所まで運搬する。

2) 架設工法

- 張出し架設工法

支間長が60mあり、スパンバイスパン工法で施工した場合、一径間分のセグメント重量が約1,400tfとなり機材が大型化することが考えられるため、国内外の実績より張出し架設工法とする。

3) 架設機材

- エレクショントラス (1基) を使用。
- 中央脚、後方脚を支点とした構造をもち、可動脚を移動しながらセグメントを架設する。(図-6)
- スtockヤードがある橋台側より、前方径間へエレクショントラスを順次移動し架設する。

4) 架設サイクル

- 2セグメント/日

(4) 概略工程

以上のことをまとめると概略工程は、表-3のようになる。

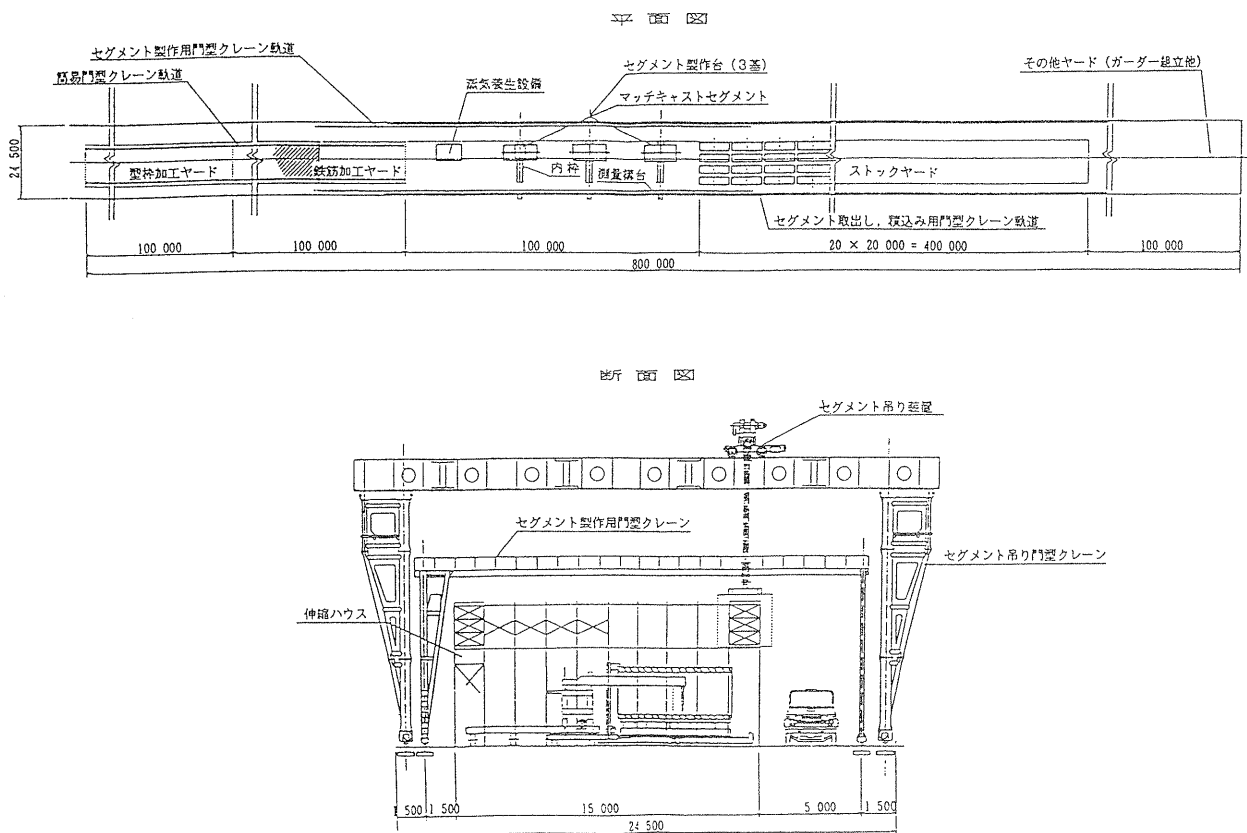


図-5 ヤード配置図

道路橋の活荷重の改定と建設省標準設計および新JISの動向

建設省土木研究所 橋梁研究室長 西川 和廣
 同 神田 昌幸
 建設省土木研究所 積算技術研究センターシステム課 村椿 良範
 日本大学教授 山崎 淳
 (社) P C 建設業協会 中條 友義・深山 清六
 J I S 改正小委員会 野村 貞広・岩本 久信

1. 道路構造令および道路橋示方書の改正について

—道路橋設計活荷重の改定—

建設省土木研究所 橋梁研究室長 西川 和廣
 同 神田 昌幸

1. はじめに

道路橋示方書は、道路構造令(政令)の『橋、高架の道路等』の規定を受けて建設省都市局長、道路局長より通達されているものであり、その各規準については道路構造令で定められる設計自動車荷重に基づき設けられている。

設計自動車荷重が昭和31年に変更された後、特に昭和45年以降の自動車社会の進展は著しいものがあつた。さらに、近年、貨物輸送における労働者不足、貨物輸送の効率化、国際物流の円滑化等を背景とした車両の大型化に対する社会的要請への対応が求められる一方(図-1)、将来の維持管理を念頭においた橋梁等の質の向上が必要となつてきた。

このため、平成5年11月25日に道路構造令が改正され、従来の20tf、14tfの2種類の設計自動車荷重は、一律25tfとなった(第35条)。同時に、この規定を受け道路橋示方書も改正され、従来のいわゆるTL-20およびTL-14荷重に代わり、大型車の走行頻度に応じて2種類の活荷重が設定された。

本文では、道路橋示方書の改訂概要および道路橋示方書・同解説の主な変更点について記述している。

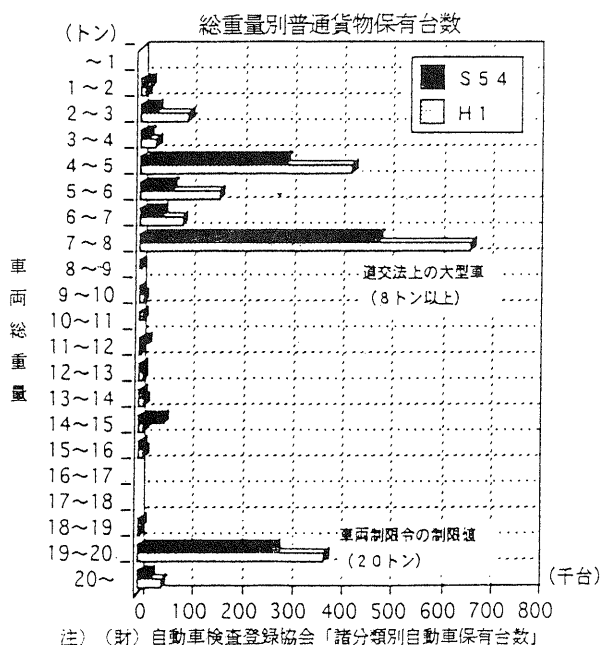


図-1 総重量別普通貨物保有台数

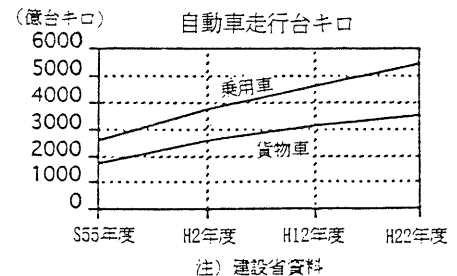


図-2 自動車走行台キロ

2. 道路構造令の改正

昭和45年以降、自動車社会に進展は著しく、この間、自動車保有台数は、1800万台から6,000万台へと約3倍、自動車運転保有者数は2,600万人から6,300万人へと約2倍、自動車走行キロは2,700億台キロから6,600億台キロへと約2倍（図－2、乗用車＋貨物車）に増加している。このように急速にモータリゼーションが進展した一方で、交通渋滞、交通事故、沿道環境等の問題が深刻化している。

また、わが国の高齢化は世界に類を見ないほど早いペースで進展しており、21世紀初頭には、4人に1人が高齢者になると推計され、さらに、高齢者の約半数は運転免許保有者となると予想されている。

こうした状況の中で、今後輸送効率の向上、渋滞の緩和、高齢化社会の進展に伴う労働力不足等に対応するために、物流の高度化の検討を進めることが必要とされた。そこで、平成5年1月に建設大臣から道路審議会に諮問された「21世紀にむけたあらたな走路道路構造のあり方」において、物流の高度化への対応として車両の大型化について審議がなされ、7月23日に以下を骨子とする中間答申がなされている。

- ・車両総重量（これまで20トン）は、一定の車長ないし軸距を満たすものについて25トンを目安として、見直すことが必要。
- ・車両の長さは、フルトレーラも対象とすべき。
- ・車両の高さは、国際貨物輸送への対応を考慮して、長期的に検討すべき。
- ・橋梁の補強等を実施の上、安全・環境に配慮しながら、一定条件のもとで走行可能とする暫定的な措置を検討。
- ・車両構造面での環境、交通安全対策、総合的な過積載対策等が必要。

建設省では、貨物輸送における労働者不足への対応、増大する貨物輸送の効率化、国際貨物輸送の円滑化等の観点からの要請や、車両総重量等の制限の緩和については、臨時行政改革推進審議会答申（昭和63年）を踏まえ、車両大型化についての調査、検討を進めてきたところであり、中間答申で具体的な方向が示されたことを受け、直ちに関係省庁とも調整の上、以下のような措置を講じることとした。

(1) 車両総重量等の最高限度の引き上げ（車両制限令等の改正、図－3、図－4）

- ① 高速自動車国道または道路管理者が指定する道路を通行する車両について、車両の総重量の最高限度を車両の長さおよび軸距に応じ最大25トンに引き上げた。
- ② 車両総重量の最高限度を超える車両は、車両の構造または車両の積載する貨物が特殊であるためやむを得ないと認める場合は、申請に基づき、通行経路、通行時間等について必要な条件を付して許可している。

新たに高速自動車国道および指定道路の通行が可能となった車両（新規格車）については、積載する貨物の移管に関わらず構造上特殊な車両として取り扱うこととし、その他の道路でも、総重量に対し道路の保全上、対応できる区間について通行を認めることとした。

- ③ 今後、大型車交通や物流の状況等の諸条件を勘案しつつ、関係機関とも連携して、高速自動車国道および指定道路以外の道路でも、車両の総重量の最高限度を引き上げることを可能とするよう、第11次道路整備五箇年計画期間内に、主要な道路の橋梁の補修、補強等、必要な道路整備を推進することとしている。

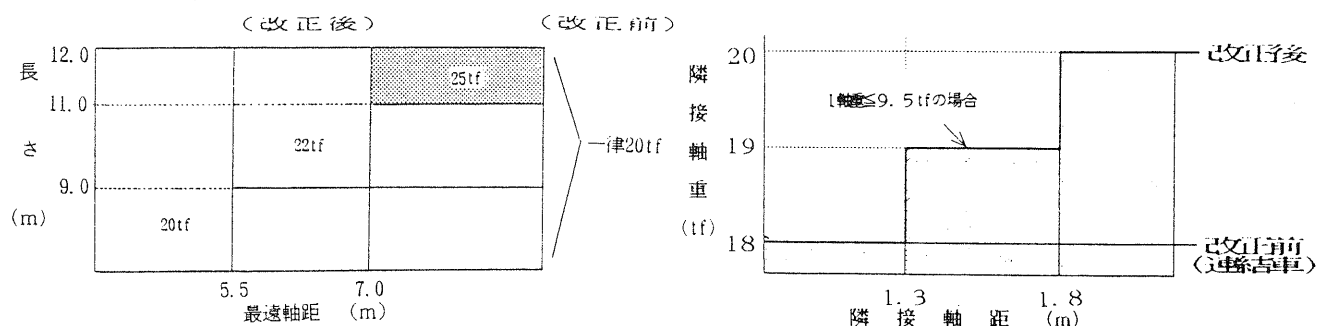
(2) 車両の総重量の最高限度の特例の拡大（車両制限令の改正）

- ① 車両の総重量の最高限度の特例の対象となるセミトレーラー連結車の車種（従来は、バン

型、コンテナ用に限定)に、近年一般化している車種(タンク型、幌枠型、自動車の運搬用)を追加した。また、特例の対象としていなかったフルトレーラー連結車についても、同種類のものを特例の対象とした。

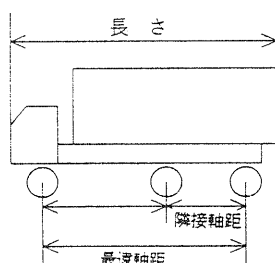
- ② 高速自動車国道を通行するセミトレーラー連結車およびフルトレーラー連結車の総重量の最高限度の特例を、軸距に応じ最大 36 トン(従来は、軸距に応じ最大 34 トン)に引き上げた。

① 高速自動車国道および指定道路



② その他の道路

- ・一律 20tf (従来のまま)
- ・ただし、①の車両を特殊車両通行許可の対象とする。



- ・現行 単車……規定なし(事実上16tfが限界)
- 連結車……1軸 9tf(一律に18tfが限界)

図-3 総重量の最高限度

図-4 隣接荷重の最高限度

(3) 車両の長さの最高限度の特例の拡大(車両制限令の改正)

高速自動車国道を通行するフルトレーラー連結車について、セミトレーラー連結車と同等以上の回転性能を有することに鑑み、その長さの最高限度(従来、12メートル)を18メートルに引き上げた。

(4) 橋、高架の道路等の設計自動車荷重の見直し(道路構造令の改正)

車両の大型化に対応するため、橋、高架の道路等の設計自動車荷重を25トンに引き上げ、大型車の交通の状況に応じ、安全な交通を確保できる構造とするように改正した。

(5) 道路橋の設計活荷重の見直し(道路橋示方書の改訂)

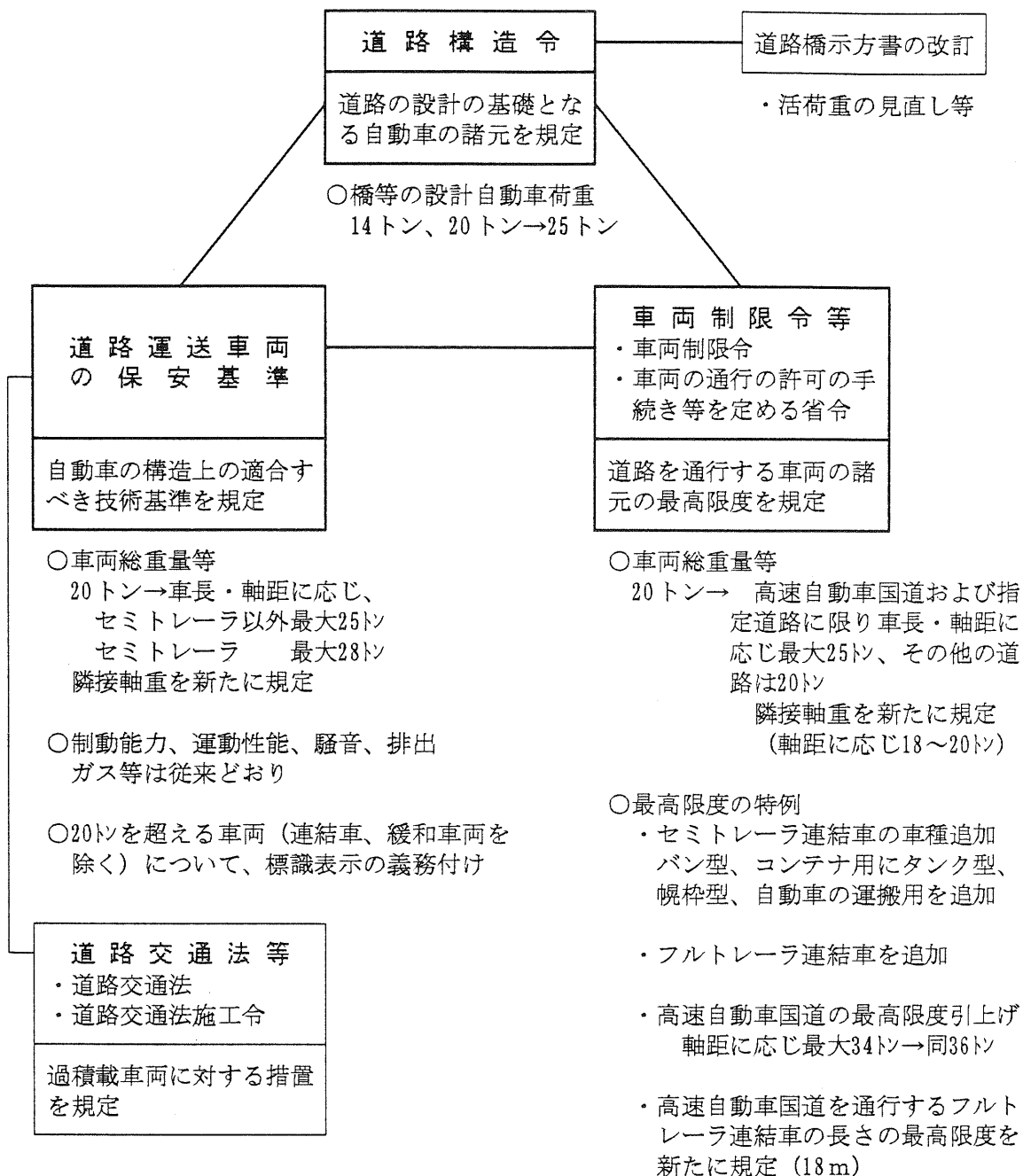
設計自動車荷重が一律25トンになったことを踏まえ、道路橋示方書が適用されるすべての橋等について、車両制限令で規定する25トン車の走行を想定し、大型車の走行頻度に応じて2種類の活荷重を規定した。

(6) 交通安全、環境への影響(道路運送車両の保安基準、道路交通法の改正)

- ① 道路運送車両の保安基準においては、車両総重量の最高限度を車両の長さおよび軸距に応じセミトレーラー以外の自動車は最大25トン、セミトレーラーは最大28トンに引き上げるとともに、これらの新規格車の制動能力、運転性能、騒音、排出ガス等の安全、環境面について、従来の20車と同等の取り扱いを行うこととしている。

- ② 関係機関との緊密な連携のもと、総合的な過積載防止対策を行うこととしている。

なお、今回改正された各法令等の関係と車両総重量に関わる改正の概要を以下に示す。



3. 活荷重

活荷重は、自動車荷重(T荷重, L荷重), 群集荷重および軌道の車両荷重とし, 大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重およびB活荷重に区分する。

(1) 適用

高速自動車国道, 一般国道, 都道府県道およびこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道の橋の設計にあたってはB活荷重を適用するものとする。その他の市町村道の橋の設計にあたっては, 大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重またはB活荷重を適用するものとする。

(2) B活荷重

1) 床版および床組を設計する場合の活荷重

床版および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

i) 車道部分には図-2.1.1 に示す T 荷重を載荷するものとする。T 荷重は橋軸方向には 1 組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷するものとする。T 荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、載荷面の中心が車道部分の端部より 25 cm までとする。載荷面の辺長は、橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ 20 cm および 50 cm とする。

床組を設計する場合には、T 荷重によって算出した断面力等に表-2.1.2 に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は 1.5 を超えてはならない。

支間長がとくに長い縦げたなどは、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。

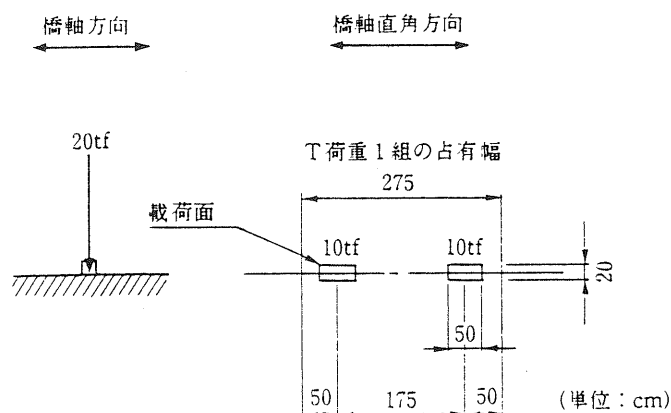


图-2.1.1 T荷重

表-2.1.2 床組等の設計に用いる係数

部材の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係 数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

ii) 歩道等には、群集荷重として 500 kgf/m^2 の等分布荷重を載荷するものとする。

iii) 軌道には、軌道の車両荷重と T 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとする。占有幅および荷重は、当該軌道の規定によるものとする。

2) 主げたを設計する場合の活荷重

主げたを設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

i) 車道部分には図-2.1.2 および表-2.1.3 に示す 2 種類の等分布荷重 p_1 、 p_2 よりなる L 荷重を載荷するものとし、 p_1 は 1 橋につき 1 組とする。L 荷重は着目している点または部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅 5.5 m までは等分布荷重 p_1 および p_2 (主載荷荷重) を、残りの部分にはそれらのおおのの $1/2$ (従載荷荷重) を載荷するものとする。

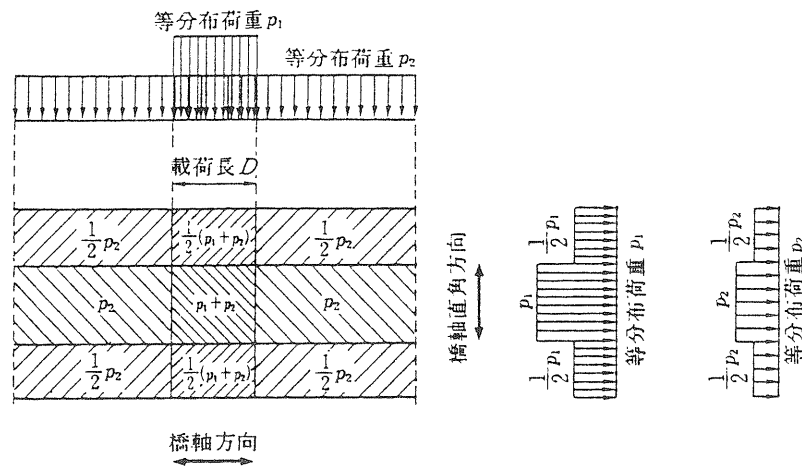


図-2.1.2 L 荷重

表-2.1.3 L 荷重 (B 活荷重)

主載荷荷重（幅 5.5 m）						従 載 荷 重
等分布荷重 p_1			等分布荷重 p_2			
載荷長 D (m)	荷 重 (kgf/m ²)		荷 重 (kgf/m ²)			
	曲げモーメントを 算出する場合	せん断力を 算出する場合	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$	
10	1,000	1,200	350	$430 - L$	300	主載荷荷重 の50%

L : 支間長 (m)

3) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として2)に規定する荷重とする。

ただし、支間長がとくに短い主げたや床版橋は、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。T荷重を用いて設計する場合には、T荷重は橋軸直角方向には2組を限度とし、3組目からは1/2に低減することとする。また、T荷重によって算出した断面力等には表-2.1.2に示す係数を乗じるものとするが、この係数は1.5を超えてはならない。

なお、ゲルバーげたの吊げたおよび片持部に対しては、表-2.1.3における支間長 L としてそれぞれ図-2.1.3に示す L_1 および L_2 をとるものとする。

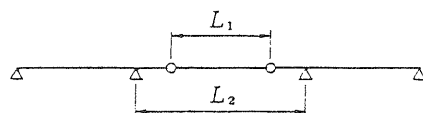


図-2.1.3 ゲルバーげたにおける支間長 L のとり方

ii) 歩道等には、群集荷重として表-2.1.4に示す等分布荷重を載荷するものとする。

表-2.1.4 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 L (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
等分布荷重 (kgf/m ²)	350	$430 - L$	300

iii) 軌道には、軌道の車両荷重とL荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅および荷重は当該軌道の規定によるものとする。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、L荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

(3) A活荷重

1) 床版および床組を設計する場合の活荷重

床版および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- i) 車道部分には図-2.1.1に示すT荷重を載荷するものとする。T荷重は橋軸方向には1組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷するものとする。T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、載荷面の中心が車道部分の端部より25 cmまでとする。載荷面の辺長は、橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ20 cmおよび50 cmとする。

支間長がとくに長い縦げたなどは、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。

- ii) 歩道等には、群集荷重として500 kgf/m²の等分布荷重を載荷するものとする。

- iii) 軌道には、軌道の車両荷重とT荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとする。占有幅および荷重は、当該軌道の規定によるものとする。

2) 主げたを設計する場合の活荷重

主げたを設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- i) 車道部分には、図-2.1.2および表-2.1.5に示す2種類の等分布荷重 p_1 、 p_2 よりなるL荷重を載荷するものとし、 p_1 は1橋につき1組とする。L荷重は着目している点または部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅5.5 mまでは等分布荷重 p_1 および p_2 （主載荷荷重）を、残りの部分にはそれらのおおのの1/2（従載荷荷重）を載荷するものとする。

表-2.1.5 L荷重（A活荷重）

主載荷荷重（幅 5.5 m）						従 載 荷 重
等分布荷重 p_1			等分布荷重 p_2			
載荷長 D (m)	荷 重 (kgf/m ²)		荷 重 (kgf/m ²)			
	曲げモーメントを 算 出 す る 場 合	せん断力を 算 出 す る 場 合	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$	
6	1,000	1,200	350	$430 - L$	300	主載荷荷重 の50%

L : 支間長 (m)

ただし、支間長がとくに短い主げたや床版橋は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。T 荷重を用いて設計する場合には、T 荷重は橋軸直角方向には 2 組を限度とし、3 組目からは 1/2 に低減することとする。

なお、ゲルバーげたの吊げたおよび片持部に対しては、表-2.1.5 における支間長 L としてそれぞれ図-2.1.3 に示す L_1 および L_2 をとるものとする。

ii) 歩道等には、群集荷重として表-2.1.4 に示す等分布荷重を載荷するものとする。

iii) 軌道には、軌道の車両荷重と L 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅および荷重は当該軌道の規定によるものとする。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、L 荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

3) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として 2) に規定する荷重とする。

活荷重の主な改訂点は次のとおりである。

(1) 活荷重の構成

①道路橋示方書共通編「1.3 橋の設計自動車荷重」の規定を受けて、活荷重を大型車の交通の状況に応じて、A 活荷重と B 活荷重の 2 つに区分した。また、これらの活荷重の適用区分を示した。

ただし、A、B 活荷重の構成は、従来どおり自動車荷重（主に床版および床組を設計する T 荷重、主に主げたを設計する L 荷重）、群衆荷重、軌道の車両荷重とした。

(2) T 荷重

① T 荷重を自動車の形（従来の T-20、T-14）から、一組の集中荷重の形に変更し、その荷重を 20t とした。

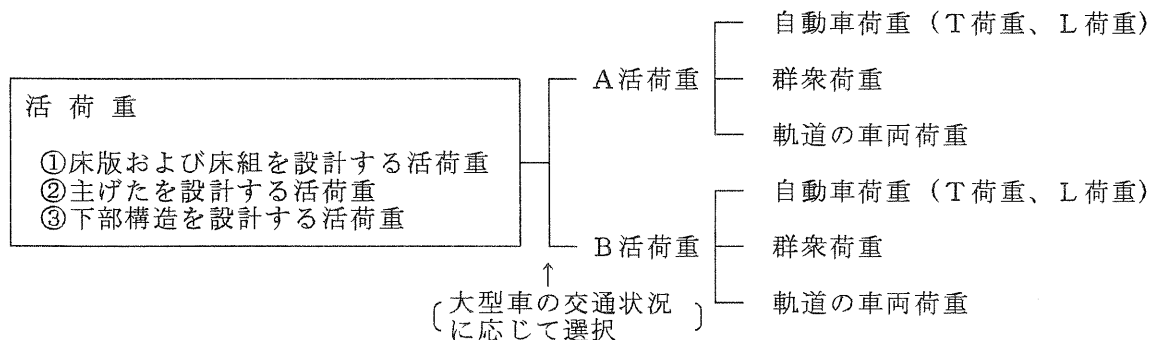
② 床組を設計する場合には、T 荷重によって算出した断面力等に係数を乗じることとした（従来の連行自動車荷重の規定を削除し、この影響を係数で置き換えた。ただし、B 活荷重の場合のみ）。

(3) L 荷重

- ① L 荷重を従来の線荷重と等分布荷重の構成から、2 種類の等分布荷重 p_1 、 p_2 の構成に変更した。
- ② 等分布荷重 p_1 は、曲げモーメントを算出する場合は、 $1,000\text{kgf/m}^2$ 、せん断力を算出する場合には $1,200\text{kgf/m}^2$ とし、2 種類の荷重強度を使い分けることとした（従来の TL-20 の線荷重は、曲げ、せん断とも一律 $P = 5 \text{ t/m}$ であった）。
- ③ 支間長が特に短い主げたや床版橋などにおいて、T 荷重で主げたを設計する場合には、T 荷重を橋軸直角方向には 2 組を限度とし、3 組目からは 1/2 にして載荷することとした。

・活荷重の構成

活荷重の構成を図－6 および表－1 に示す。



図－6 活荷重の構成

表－1 活荷重における自動車荷重（T、L 荷重の構成）

	設計 自動車 荷重	各 部 材 の 設 計				
		床 版	床 組		主げた、下部構造	
			通 常 ($L \leq \text{約} 15\text{m}$)	特に長い縦 げた	特に短い主 げた等	通 常 ($L > \text{約} 15\text{m}$)
A 活荷重	25tf	T 荷重 (設計曲げモーメント等の算出においては、断面力を 20% 低減してもよい)	T 荷重 (橋軸方向には 1 組橋軸直角方向には無制限に載荷)	L 荷重 (p_1 載荷長 6 m)	T 荷重 (橋軸方向には 1 組橋軸直角方向には 3 組目から 1/2 に低減)	通 常 (p_1 載荷長 6 m)
B 活荷重		T 荷重	T 荷重 × 係数 (橋軸方向には 1 組橋軸直角方向には無制限に載荷)	L 荷重 (p_1 載荷長 10 m)	T 荷重 × 係数 (橋軸方向には 1 組橋軸直角方向には 3 組目から 1/2 に低減)	L 荷重 (p_1 載荷長 10 m)

2. ポストテンション方式PC単純Tげた橋標準設計の改定について

建設省土木研究所 積算技術研究センターシステム課 村椿 良範

1. はじめに

公共土木工事の効率的な事業執行及び、その生産性向上を図るための一つの方策として、土木構造物の設計の標準化、規格化がある。ここで紹介する建設省制定の土木構造物標準設計（以下「標準設計」という）は、設計頻度の高い各種土木構造物を対象として、統一的な設計方式にもとづく設計の標準化を図ったもので、その目的とするところは、設計・積算等に係る業務の合理化、標準化・規格化による構造物精度の一定水準の確保および製作・施工の合理化等である。これらは、建設省はじめ、各地方公共団体において、詳細設計図面としての活用は勿論のこと、構造形式別の工事費の比較など概略設計時の資料やコンサルタントの設計成果の照査のための資料として、また事業予算の概算をはじくための計画段階での資料としての活用など、広く利用され建設事業の円滑な推進に大きく寄与している。なお、対象工種は、カルバート・擁壁などの土工構造物をはじめとして、樋門・樋管、立体横断施設、橋梁上・下部工などがあり、これまでに全29巻の標準設計を発刊している。

本文では、各種標準設計のうち、平成6年3月に全面改定した第13～16巻のポストテンション方式PC単純Tげた橋について、その改定概要を紹介するものである。今回の改定では、平成5年11月25日公布、施行された「道路構造令」等への対応を図るとともに、施工の合理化および建設コストの低減といった観点から、設計面において配慮すべき事項について検討を加えている。

2. 主な改定点

標準設計の改定理由は、上述のように橋梁等に係る関連諸基準の改正と、最近の建設事業を取り巻く環境変化への対応とに大別できる。そのうち、後者については、最近の熟練工不足、労働者の高齢化等を背景とした現場作業の合理化および作業環境の改善、あるいは内外価格差問題などに見られるように、建設費のコストダウンであり、本標準設計の改定においても、このような視点から従来の構造仕様に対して改善を加えたつもりである。

（1）関連諸基準改正への対応

本標準設計に係わる関連諸基準の主な改正事項として、設計自動車荷重の改正に伴う活荷重の規定変更および歩道等の最小幅員の拡大がある。

① 活荷重変更への対応（B活荷重を対象）

橋等の活荷重については、設計に当たっての細部を規定する道路橋示方書（建設省都市局長、道路局長通達）において定められているが、車両制限令における車両重量の最高限度の引き上げに伴う道路構造令第35条（「橋、高架の道路等」）の改正を受けて、これまでの1等橋（20tf）または2等橋（14tf）の等級区分を廃止し、大型車の走行頻度に応じてA活荷

重・B活荷重（但し、設計自動車荷重は一律25tf）の2つに区分された。

標準設計では、上記の活荷重のうち、高速自動車国道、一般国道、都道府県道およびこれと基幹的な道路網を形成する市町村道の設計に適用するB活荷重を対象としている。

②歩道等の最小幅員の規定変更への対応（歩道部の最小幅員を3.0m）

道路構造令の改正では、上記の設計自動車荷重の他に、歩行者の安全かつ円滑な通行の確保等を目的として、道路横断面の構成要素のうち、歩道等の最小幅員について、その拡大が図られている。

そこで、標準設計の対象幅員についても、道路の機能に応じた標準的な幅員を定めた「道路の標準幅員に関する基準（案）について」（建設省都市計画課長、企画課長通達）の中から選定した幅員に対して、上記の規定変更を受け、歩道部の最小幅員を3.0mとしている。

（2）建設事業を取り巻く環境変化への対応（構造仕様の改善）

施工の合理化および生産性向上を図るためには、設計時における配慮が従前にも増して重要となっている。今回の標準設計の改定では、このような観点から、主げた構造等の抜本的な見直しを実施している。

①主げた形状の単純化

主げたの断面形状については、図-1に示すように、これまでの下フランジを有するタイプからウェブストレートタイプへと形状の単純化を図っている。この主げた形状の単純化は、型枠製作、鉄筋加工・組立作業、コンクリートの打設作業等、主げた製作に係る一連作業の合理化（従来の資材ミニマムから労務ミニマムへと設計思想の転換）をねらったものである。この考え方は、既にプレテンション方式PC単純Tげた橋のJISげたで採用されており、主げた形状の単純化による効果も報告されている。さらに、主げた形状の単純化は、施工合理化のみならず、耐久性向上の面での副次効果も期待できる。

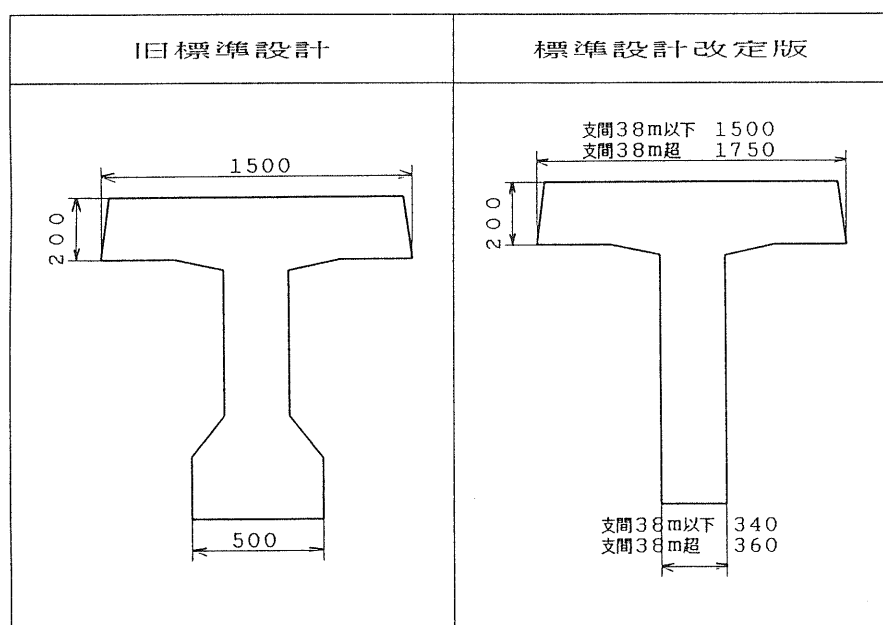


図-1 主げた断面形状

次に、主げたの基本寸法の一つである上フランジ幅は、経済性および桁架設の安全性の面で大きな決定要因となる。今回の改定では、これらを考慮し、従来の上フランジ幅一律 1.50 m に対して、支間 38 m 以下を 1.50 m、それを越える支間を 1.75 m と、支間長に対して 2 種類の上フランジ幅で主げたの規格化を図っている。また、ウェブ厚については、ブロック化施工への適用を考慮し、主ケーブルの後挿入が可能となるよう、上記の上フランジ幅と同一の支間区分で、それぞれ 34 cm、36 cm としている。

なお、各支間長に対する主げた高および主ケーブル本数は図-2 のとおりであり、同一支間に対して 2 種類の主げたに集約し、けた高の低いものを「けた分類①」、けた高の低いものを「けた分類②」として定義した。

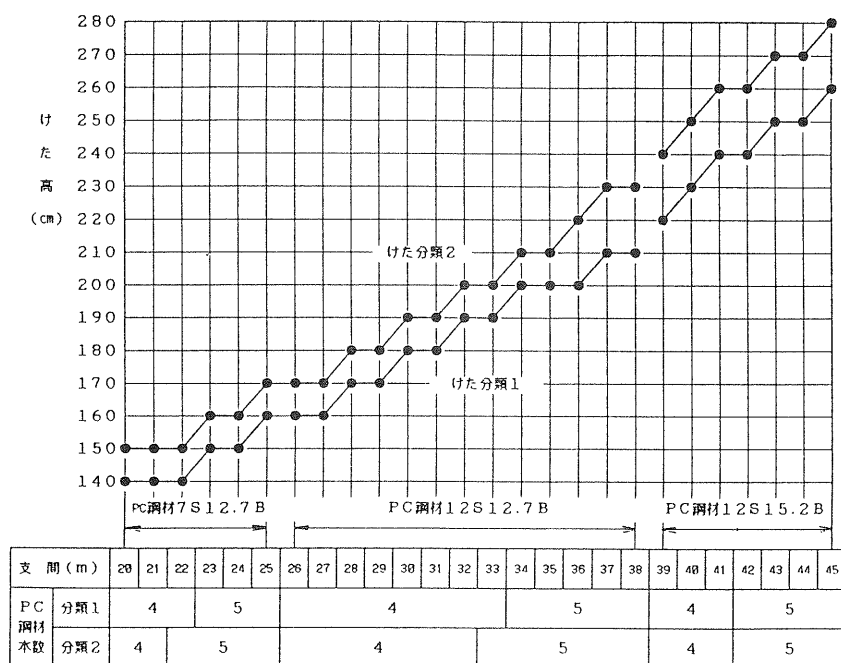


図-2 けた高およびPC鋼材本数

②主ケーブルの上端定着の廃止

これまで、主ケーブルの配置方法等に関して、その緊張作業の合理化および緊張時の安全性の確保といった観点から、それに対する改善要望が出されていた。特に、従来の上フランジ上面で主ケーブルを定着する上端定着については、主げた製作時における定着部の切り欠き部の製作、ジャッキの据え付け・移動および主ケーブルの緊張作業等において支障を来す場合があった。

そこで、今回の改定では、主ケーブルの配置方法は支間長に係わらず端部定着に統一するとともに、支間長と主ケーブルの関係も表-1 のように見直しを行っている。なお、鋼材種別は、従来の A 種から、引張り強度当たりの材料単価の安価な B 種を採用している。

③床版および横げたの鋼材種別の統一

建設コストにさほど影響しない範囲内において、使用材料の種類を少なくすることは、施工合理化および施工ミスの防止といった面で有利と考えられる。したがって、今回の改定では、

床版と横げたに用いる横締め鋼材は、同一種類のものを採用することとした。表－２は標準設計で採用した横締の鋼材種別である。

表－１ 支間長と主ケーブルの関係

支間（L）	主ケーブル		
	テッドシステム	JIS規格記号	PC鋼材
$L \leq 25 \text{ m}$	130ton型	SWPR7B	7S12.7B
$25 \text{ m} < L \leq 38 \text{ m}$	225ton型	SWPR7B	12S12.7B
$38 \text{ m} < L$	320ton型	SWPR7B	12S15.2B

表－２ 横締用鋼材

テッドシステム	JIS規格記号	PC鋼材	備 考
40ton型	SWPR19	1S17.8	PC鋼より線
50ton型	SWPR19	1S19.3	
60ton型	SWPR19	1S21.8	
40ton型	SWPR1	12W5	PC鋼線
70ton型	SWPR1	12W7	

（３）その他

その他の主な改定事項は以下のとおりである。

①最大支間長は、最近の施工実績および架設能力の実態等を勘案し、従来の40mから45mへと支間長の拡大を図っている。

②鋼材の材質表示は、S I単位系を採用している。

３．標準設計の構成・集録範囲

（１）標準設計の構成

標準設計は、各設計条件に対する標準図面と、それを使用する場合の注意事項、使用例、設計の考え方、施工上の注意事項等を取りまとめた解説書とから構成している。標準図面は、一般構造図と主げた構造図の２種類であり、以下の集録（適用）範囲に対して、それぞれ1296枚、156枚である。

（２）集録範囲

標準設計の集録範囲である活荷重区分、支間、幅員および斜角は表－３のとおりである。

表－３ 標準設計の集録範囲

項 目	集録範囲
１．活荷重	B 活荷重
２．支間	20 m～（1 m ピッチ）～45 m
３．幅員	対象幅員は、建設省都市局、道路局において定められた「道路の標準幅員に関する基準（案）について」の地域区分 C、D の中から選定している。但し、歩道幅は3.0 m ①主要幹線道路・・・ 6 幅員 ②幹線道路・・・・・・ 12 幅員 ③補助幹線道路・・・ 6 幅員
４．斜 角	90 度～（10 度ピッチ）～70 度（ねじりの影響を考慮しなくてもよい範囲）

４．おわりに

ポストテンション方式 P C 単純 T げた橋標準設計は、プレストレストコンクリート橋のうち中規模な橋梁を対象としたもので、昭和55年に改定された同標準設計を施工合理化の観点からの検討を加えたものである。この改定に際しては、車両の大型化への対応や耐久性の向上などを目的とした道路橋示方書の一部改定に対応するとともに、利用者から寄せられた改善要望などに配慮し、現場技術者にとってより使いやすいものとなるように努めたつもりである。

近年、質の高い社会資本整備の必要性に対する認識が高まっているが、同時に、建設労働者不足あるいは公共工事の拡大などに伴う建設事業の生産性向上といった課題に对应していく上で、設計・施工の標準化・合理化は益々その重要性を増していると思われる。本標準設計が一層広範に活用され、円滑な建設事業の遂行に寄与することを期待するものである。

3. PCプレテンションげたのJIS改正の動向

JIS A 5313「道路橋用プレストレストコンクリート橋げた」

日本大学教授 山崎 淳
(社)PC建設業協会 中條 友義・深山 清六
JIS改正小委員会 野村 貞広・岩本 久信

はじめに

道路橋用のプレストレストコンクリート（以下、PCという。）のプレテンションげたについては、従来、JIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」および JIS A 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」として JIS 規格化されていた。これらの規格は、それぞれ昭和34年および昭和35年に最初に制定されたものであり、その後数回の改正を経て現在にいたっている。これらの JIS 規格では、橋の等級として、従来「道路橋示方書」の1等橋、2等橋に対応する設計自動車荷重について規格化されていた。

一方、関係機関において、車輛の大型化への対応や耐久性の向上などを図るため、活荷重の見直しが行われ、道路構造令の橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の設計自動車荷重が平成5年11月25日をもって改訂された。これに関連して、道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編が一部改訂され、平成6年2月に刊行された。この設計自動車荷重の変更に伴い、従来の JIS 規格は新しい設計自動車荷重に適用できなくなり、今回 JIS 規格を改正することになった。

なお、JIS 改正までの間については、関係機関¹⁾において、暫定的な規格化が行われており設計の便が図られている。これらの暫定的な主げたの規格化にあたっては JIS の改訂作業における検討内容についても十分に配慮されている。

¹⁾この例としては、「プレテンション方式単純床版橋及びTげた橋の設計資料（案）平成6年3月、全日本建設技術協会」、「プレテンション方式橋げた（A活荷重用）平成6年8月 プレストレスト・コンクリート建設業協会」がある。

今回の道路橋用のPCのプレテンションげたの JIS 規格の改正は、平成5年度に工業技術院から社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会に改正原案作成の委託があり同協会で学識経験者による改正原案作成委員会（池田尚治委員長）を組織して原案を作成した。この原案はその後、日本工業標準調査会土木部会の審議を経て、平成7年3月には正式に改正される予定である。

JIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」および JIS A 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」の規格を統合し、新たに JIS A 5313「道路橋用プレストレストコンクリート橋げた」として改正される予定である。ここではこの JIS 改正の現在の動向について述べる。

なお、JIS A 5319「軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」についても、“従来単位及び数値”を“SI単位及び数値”に切り換える改正作業が行われているが、単位及び数値の切り換えが主な内容であるためここでは説明を省略する。

1. 関連 JIS 規格の変遷

関連の JIS 規格の制定からの経緯について説明する。

(1) JIS A 5313（スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた）

- (a) 昭和34年制定 幅320mmのI形断面について規定した。
- (b) 昭和43年改正 国際単位系の導入併記を行った。
- (c) 昭和55年改正 道路橋示方書の改訂に対応した。
- (d) 平成2年改正 アルカリシリカ反応抑制対策及びフレッシュコンクリートに含まれる塩化物量を規定した。
- (e) 平成3年改正 断面形状をI形断面から幅700mmのく（矩）形断面に変更するとともに適用スパンを変更し、更にボンドコントロール工法を採用した。

(2) JIS A 5316（けた橋用プレストレストコンクリート橋げた）

- (a) 昭和35年制定 上幅500mm，下幅300mmのT形断面について規定した。
- (b) 昭和46年改正 断面形状及びけた長などを変更した。
- (c) 昭和50年改正 国際単位系の導入併記を行った。
- (d) 昭和55年改正 道路橋示方書の改訂に対応した。
- (e) 平成2年改正 アルカリシリカ反応抑制対策及びフレッシュコンクリートに含まれる塩化物量を規定した。
- (f) 平成3年改正 断面形状を上幅750mm，下幅240mmのストレート断面に変更するとともに適用スパンを変更し、更にボンドコントロール工法を採用した。

2. 今回の改正の目的

今回の改正のおもな目的は、以下の通りである。

- ①平成2年6月1日の日本工業標準調査会標準会議で議決された“日本工業規格における国際単位系（S I）の導入の方針について”を受け、平成7年4月1日からは、“従来単位及び数値”を“S I 単位及び数値”に切り換える。
- ②従来のJIS A 5313とJIS A 5316は使用用途が全く同一であることから、これらの規格の合併と規定内容全般の見直しを行う。
- ③設計活荷重、および幅員構成について道路構造令の一部が平成5年11月に改正されたため、関連事項について見直しを行う。

②に示すように、従来のJIS A 5313とJIS A 5316はその使用目的が、いずれも道路橋用であるため、規格を合併し新しくJIS A 5313「道路橋用プレストレストコンクリート橋げた」として改正する。

3. 主な改正点

新しい規格は、従来のJIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」とJIS A 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」とを合併して、改正するものである。この規格では、道路橋に用いるプレテンション方式によって製造するプレストレストコンクリート橋げた（以下、橋げたという。）について規定することになる。

なお、この規格で規定する橋げたには、スラブ形式の道路橋に用いる橋げた（以下、スラブ橋げたという。）と、けた形式の道路橋に用いる橋げた（以下、けた橋げたという。）とがある。

以下に、主な改正事項について説明する。

(1) 規格の名称

従来のJIS A 5313とJIS A 5316の規格の統合によって、規格の名称を新たにJIS A 5313「道路橋用プレストレストコンクリート橋げた」とする。

また、英文の名称をPrestressed concrete girders for road bridges とする。従来はgirdersの代わりにbeamsを用いていたが、土木の分野では、これらの部材を橋りょうとして使用する場合には、英文ではgirder と称することが一般的であることによりこのように変更することにした。

(2) 数値および単位

J I S 本体の数値及び単位をS I 単位及び数値に切り換えた。なお、従来単位からS I 単位への変換にあたっては、従来単位によって算出した値に9.81を乗じてJIS Z 8401（数値の丸め方）によって丸め、新たな規格値とした。また、解説中の数値には、従来単位の数値を参考値として{}内に示している。

(3) 橋げたの設計活荷重

従来、1等橋および2等橋として橋の等級を区分していたが、平成5年11月の道路構造令の一部改正に伴い、設計自動車荷重として、A活荷重とB活荷重を新たに定義し区分する。これらの活荷重は道路構造令で「橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路は、その設計に用いる設計自動車荷重を25トンとし、当該橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路における大型の自動車の交通の状況を勘案して、安全な交通を確保することができる構造とするものとする。」という規定を満足するものであり、大型車の走行頻度によってA活荷重とB活荷重とに区別している。この設計活荷重については、道路橋示方書に同様な用語で規定されている。

(4) 適用支間

適用支間を、過去の使用実績、経済性などの理由から、スラブ橋げたでは従来の5m～21mを5m～24mに、けた橋げたでは従来の14m～21mを18m～24mまでにそれぞれ変更する。これは、過去の使用実績、経済性などから、最大の標準スパンを24mとしたものであり、けた橋げたの最小の標準支間についても同様な理由から見直しを行ったものである。

この場合、長支間の橋げたの採用に際しては、事前に当該地域の道路運搬事情などを調査する必要がある。

(5) 断面形状

スラブ橋げたとけた橋げたのそれぞれについて断面形状を表-1、表-2の通り変更する。

スラブ橋げたの断面形状は、中空断面について、ウェブの厚さを10cmから12cmに変更する。これは、主としてコンクリートの打ち込みを確実にを行うためであり、力学的には、せん断力に対して有利になる。

また、けた橋げたについては、ウェブの厚さを従来の24cmから、30cmに変更する。これは、けた橋げたの吊上げ、運搬中の安定性を向上させるためである。この変更に伴い、上フランジの幅を従来の75cmから80cmに変更し、橋げたの最大配置間隔を1.03mから1.08mに変更する。

表-1 スラブ橋げた

	旧	新
適用支間	5 m ~ 21 m	5 m ~ 24 m
断面形状	充実断面 中空断面	充実断面 中空断面

表-2 けた橋げた

	旧	新
適用支間	14 m ~ 21 m	18 m ~ 24 m
断面形状		

(6) P C鋼材の種類呼び名

平成6年6月1日に、JIS G 3536 (P C鋼線及びP C鋼より線) が改正され、使用するP C鋼より線がリラクセーションの大きさによって従来と同じリラクセーションをもつものと低リラクセーションのものの二つのクラスに分けられ、従来の記号の末尾にそれぞれN, Lの記号がつけられた。これに伴い、使用するP C鋼より線の種類を、SWPR7BからSWPR7BNに変更する。これは、呼び名のみの変更であり、実際に使用するP C鋼より線の材質、強度などについては従来のものと同じである。

(7) 使用する鉄筋の基本長さ

使用する鉄筋の基本長さを従来の10mから12mに変更する。

3. 設計に用いた諸条件

規格の作成にあたり用いた設計上の諸条件について説明する。

(1) 橋げたの配置及び横組方法

設計に用いる橋げたの配置及び橋面の構成の例を、図-1および図-2に示す。幅員構成と、主げた本数や主げた間隔などとの関係については表-7の数値を参照されたい。

車道部分のアスファルトコンクリート舗装は、平均厚で10cmを考慮し、歩道部分間詰め材料は、無筋コンクリートを想定している。なお、地覆幅は、車道部分に接する場合は60cm、歩道部分に接する場合は40cmとする。また、橋りょうとして用いる場合の横組方法は、次のとおりとする。

(a) 橋りょうは、P C鋼材を用いて横組みするものとする。

(b) 横組に用いるP C鋼材は、その全長に亘りグラウトを充填し、また、その端部は地覆コンクリートなどで覆い、保護するものとする。

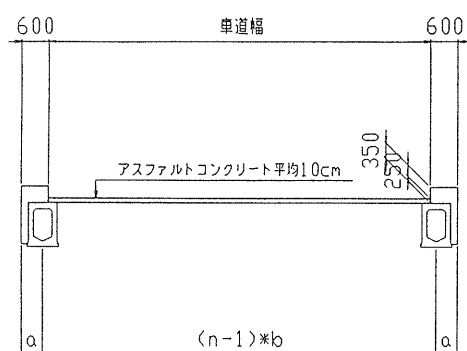


図-1 車道のみの場合の幅員の例（スラブ橋げた）

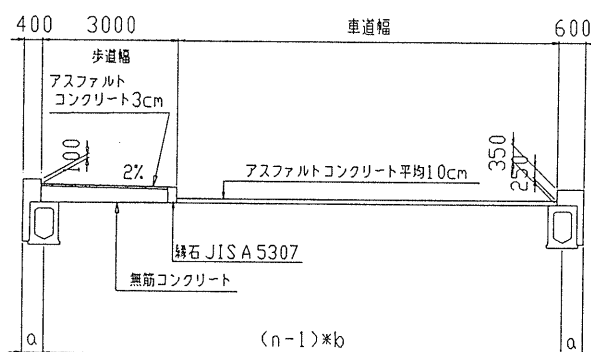


図-2 片側歩道の場合の幅員の例（けた橋げた）

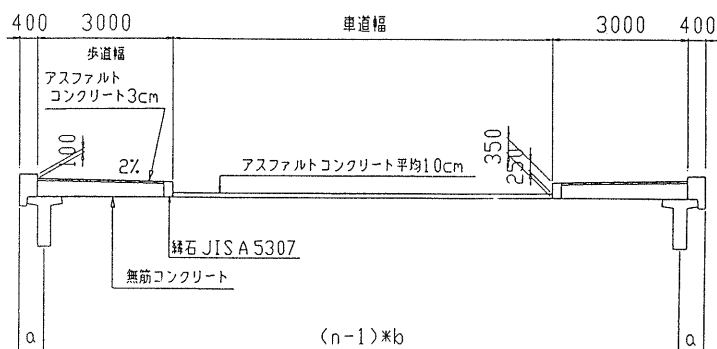


図-3 両側歩道の場合の幅員の例（けた橋げた）

(2) 荷重

- (a) 活荷重 設計自動車荷重 245.25 kN{25000 kgf}

車道部分及び歩道部分に載荷する活荷重は表-3のとおりとし、衝撃係数は表-4のとおりとしている。ただし、表-4中のT荷重とL荷重はA活荷重及びB活荷重の自動車荷重である。

表-3 活荷重

区分	車道部分	歩道部分
スパン		
L < 15m	T又はL荷重	3.43 kN/m ²
L ≥ 15m	L荷重	{350 kgf/m ² }

表-4 衝撃係数

活荷重の種類	T荷重	L荷重
衝撃係数	$i = \frac{20}{50 + l}$	$i = \frac{10}{25 + l}$

ただし、i : 衝撃係数
l : スパン (m)

- (b) 雪荷重 雪荷重を考慮する幅員について 981 N/m²{100 kgf/m²} の雪荷重を考慮している。

- (c) 死荷重 橋げたコンクリートの単位容積重量 24.5 kN/m³ {2500 kgf/m³}
鉄筋コンクリートの単位容積重量 24.5 kN/m³ {2500 kgf/m³}
無筋コンクリートの単位容積重量 23.1 kN/m³ {2350 kgf/m³}
アスファルト (舗装) の単位容積重量 22.6 kN/m³ {2300 kgf/m³}
舗装の平均厚 100 mm
高欄荷重 片側 589 N/m{60 kgf/m}

- (d) 荷重分配 スラブ橋げた 直交異方性版理論 (ギヨン・マソネの方法) で検討
けた橋げた 格子解析理論で検討

(3) 材料強度及び許容応力度

- (a) コンクリート

設計に用いたコンクリートの材料強度および許容応力度は表-5の通りとする。なお、スラブ橋げた用の場所打ちコンクリートは、従来の設計基準強度 $\sigma_{ck} = 23.5 \text{ N/mm}^2$ {240kgf/cm²} から $\sigma_{ck} = 29.4 \text{ N/mm}^2$ {300kgf/cm²} に変更し、設計に使用する場所打ちコンクリートを、けた橋げたのものと同じにしている。

表-5 コンクリートの材料強度及び許容応力度 単位 N/mm²{kgf/cm²}

項 目		橋げたコンクリート	場所打ちコンクリート
設計基準強度		49.1 {500}	29.4 {300}
7°プレストレスを与えるときの圧縮強度		34.3 {350}	24.5 {250}
許容曲げ 圧縮応力度	7°プレッシング直後		
	長方形断面	20.6 {210}	14.7 {150}
	T形・箱形断面	19.6 {200}	13.7 {140}
	設計荷重時		
	長方形断面	16.7 {170}	11.8 {120}
	T形・箱形断面	15.7 {160}	10.8 {110}
許容曲げ	7°プレッシング直後	1.77{ 18}	0
引張応力度	設計荷重時	1.77{ 18}	0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		0.638{ 6.5}	—
平均せん断応力度の最大値		5.89{ 60}	—
許容斜引張応力度		1.18{ 12}	—

- (b) P C 鋼材

JIS G 3536 (P C 鋼線及びP C 鋼より線) のSWPR7BNの7本より12.7mm及び7本より15.2mm

引張荷重	12.7mm	183 kN
	15.2mm	261 kN
0.2%永久伸びに対する荷重	12.7mm	156 kN
	15.2mm	222 kN

許容引張応力度	
設計荷重作用時	1118 N/mm ² {114 kgf/mm ² }
最初に引張力を与える時	1413 N/mm ² {144 kgf/mm ² }
プレストレス直後	1305 N/mm ² {133 kgf/mm ² }

- (c) 鉄 筋

JIS G 3112 (鉄筋コンクリート用棒鋼) の SD295A 及び SD295B

引張強度	SD295A	440~600 N/mm ²
	SD295B	440 N/mm ² 以上
降伏点	SD295A	295 N/mm ² 以上
	SD295B	295~390 N/mm ² 以上
許容引張応力度		176 N/mm ² {1800 kgf/cm ² }

(4) 設計計算に関する一般的事項

(a) コンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度

表-6 コンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度

項 目			スラブ橋げた	けた橋げた
クリープ係数	橋げたの場合	場所打ち合成前	1.2	3.0
		場所打ち合成後	1.8	
	横組の場合		2.8	2.6
乾燥収縮度	橋げたの場合	場所打ち合成前	7.0×10^{-5}	20.0×10^{-5}
		場所打ち合成後	13.0×10^{-5}	
	横組の場合		20.0×10^{-5}	20.0×10^{-5}

(b) P C鋼より線のリラクセーション

プレストレス導入前 6.0% (養生時の高温の影響2%を考慮している)
 プレストレス導入後 5.0% (プレストレス導入直後の応力度に対し)

(c) コンクリートのヤング係数

設計基準強度 $49.1 \text{ N/mm}^2 \{500 \text{ kgf/cm}^2\}$ のコンクリート
 $E_c = 3.24 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \{3.3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2\}$

設計基準強度 $29.4 \text{ N/mm}^2 \{300 \text{ kgf/cm}^2\}$ のコンクリート
 $E_c = 2.75 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \{2.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2\}$

(d) 鋼材のヤング係数

P C鋼材 $E_p = 19.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \{20 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2\}$

鉄筋 $E_s = 20.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \{21 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2\}$

(e) プレストレッシングの条件

橋げた 引張応力度の発生を許す

(f) 終局荷重作用時の照査 次の荷重状態に対して終局荷重作用時の安全度が照査されている。

$1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$

4. 適用範囲について

(1) 橋げたの主げた配置間隔

橋梁としての橋げたの中心間隔は、それぞれスラブ橋げたの場合には0.77m以下、けた橋げた場合には1.08m以下として規格化している。

橋げたの中心間隔が、スラブ橋げたでは0.77mを超える場合、また、けた橋げたでは1.08mを超える場合には、橋げた及び横組について検討する必要がある。また、けた橋げたについては、橋げたの中心間隔の最大値は次の二つの条件から決められているので、これより間隔が広くなる場合には、橋げたばかりでなく、床版についても検討する必要がある。

(a) 橋げたを設計する場合の1本の橋げたが負担する荷重。

(b) 床版を設計するときの荷重及び、けた橋げたでは、床版の目地幅が30cmまでは、橋げたから鉄筋を場所打ち床版部に出さなくてもよいこと。

(2) 斜角

橋りょうに用いる場合、それぞれスラブ橋げたの場合には 60° 以上、けた橋げた場合には 70° 以上について規格化している。

(3) 主げた配置、活荷重及び雪荷重の組合わせ

この規格を作成するにあたり、表-7の幅員構成、主げた配置、活荷重及び雪荷重の組合わせのうち、最も不利になる条件について橋りょうとして検討し、規格化している。これらは道路構造令の適用を受ける道路橋の標準的な条件値であり、通常の幅員構成、主げた配置、活荷重及び雪荷重の組合わせの道路橋に対しては、この規格の橋げたを適用できることが確認されている。

道路橋の設計を表-7の組合わせの設計条件について行う場合には、橋げたをそのまま使用することができる。また、これら以外の条件の道路橋に橋げたを適用する場合には、橋りょうとしての設計を行い、安全性を確認する必要がある。

表-7 規格作成時の幅員構成、主げた配置

設計活荷重	雪荷重 対応幅員	幅員構成 (m)			主げた配置					
					スラブ橋げた			けた橋げた		
		車道	歩道	全幅員	端部 距離 a(m)	本数 n	配置間隔 b(m)	端部 距離 a(m)	本数 n	配置間隔 b(m)
A活荷重	○	4.0	—	5.2	0.440	7	0.720	0.600	5	1.000
	○	7.0	—	8.2	0.450	11	0.730	0.600	8	1.000
	—	7.0	3.0	11.0	0.495	14	0.770	0.640	10	1.080
	—	7.0	2×3.0	13.8	0.440	18	0.760	0.600	13	1.050
B活荷重	○	6.0	—	7.2	—	—	—	0.600	7	1.000
	○	7.0	—	8.2	0.450	11	0.730	0.600	8	1.000
	○	8.5	—	9.7	0.470	13	0.730	0.570	9	1.070
	○	9.5	—	10.7	0.475	14	0.750	0.580	10	1.060
	○	8.5	3.0	12.5	0.475	16	0.770	0.585	12	1.030
	○	9.5	3.0	13.5	0.460	18	0.740	0.570	13	1.030
	○	11.0	3.0	15.0	0.470	20	0.740	0.610	14	1.060
	○	8.5	3.5	13.0	—	—	—	0.560	12	1.080
	○	9.5	3.5	14.0	0.455	18	0.770	0.580	13	1.070
	○	11.0	3.5	15.5	0.420	20	0.760	—	—	—
	○	8.5	2×3.0	15.3	0.525	20	0.750	0.580	15	1.010
	○	9.5	2×3.0	16.3	0.450	21	0.770	0.590	15	1.080
	○	11.0	2×3.0	17.8	0.540	23	0.760	0.580	17	1.040
	○	8.5	2×3.5	16.3	0.450	21	0.770	—	—	—
	○	9.5	2×3.5	17.3	—	—	—	0.550	16	1.080
	—	8.0	—	9.2	0.475	12	0.750	0.560	9	1.010
	—	7.5	3.0	11.5	0.500	15	0.750	0.550	11	1.040
	—	8.0	3.0	12.0	0.450	16	0.740	0.600	11	1.080
	—	7.0	2×3.0	13.8	0.440	18	0.760	0.600	13	1.050
	—	7.5	2×3.0	14.3	0.490	19	0.740	0.585	14	1.010
	—	8.0	2×3.0	14.8	0.470	19	0.770	0.575	14	1.050
	—	10.0	2×3.0	16.8	0.525	22	0.750	0.600	16	1.040

雪荷重対応幅員の項で○の記号の付いた幅員については、 981 N/m^2 (100 kgf/m^2) の雪荷重が考慮されており、その他については雪荷重は考慮されていない。

5. 規格の概要

(1) 呼び名

設計活荷重の変更及び規格の合併に伴い、種類の呼び名は次のとおり変更する。橋げたの種類 S 及び G はそれぞれ Slab, Girder の頭文字を記号化したものであり、それに続く数値は標準スパンを示す。

種類の呼び名

スラブ橋げた	けた橋げた
標準スパン 橋げたの種類 (S : スラブ橋げた) 活荷重の種類 (A : A活荷重, B : B活荷重)	標準スパン 橋げたの種類 (G : けた橋げた) 活荷重の種類 (A : A活荷重, B : B活荷重)

(2) けた高およびP C鋼材配置

スラブ橋げたとけた橋げたのそれぞれの支間に対するけた高とP C鋼材の本数を表-7、表-8と図-3~6に示す。この場合、使用する支間長は、従来のJ I Sと同様に標準支間より0.2m以内で長くてもよく、また、1 m以内で短くしてもよいとして規格化されている。

表-7 スラブ橋げた

支間(m)	けた高(cm)		P C鋼材本数(本)	
	A活荷重	B活荷重	A活荷重	B活荷重
5	35	35	9	10
6	35	35	11	12
7	40	40	12	14
8	40	40	16	17
9	45	45	16	17
10	45	45	19	21
11	45	50	21	22
12	45	50	13	13
13	50	50	13	15
14	50	55	15	15
15	55	60	15	15
16	60	60	15	17
17	65	65	16	17
18	70	70	16	17
19	75	75	17	21
20	75	80	21	21
21	80	85	21	21
22	85	90	23	23
23	90	95	23	23
24	95	100	25	25

表-8 けた橋げた

支間(m)	けた高(cm)		P C鋼材本数(本)	
	A活荷重	B活荷重	A活荷重	B活荷重
18	90	100	16	16
19	100	100	16	18
20	100	110	18	18
21	110	110	18	20
22	110	120	20	20
23	120	120	20	22
24	120	130	22	22

(3) 改正原案について

JIS A 5313「道路橋用プレストレストコンクリート橋げた」の改正原案を、付録-1に示す。なお、紙面の関係上、付図については、スラブ橋げたとけた橋げたのうちそれぞれ代表的なものについてののみ示している。なお、ここに示すものは、原案の段階でのものであり、正式な規格表ではない。

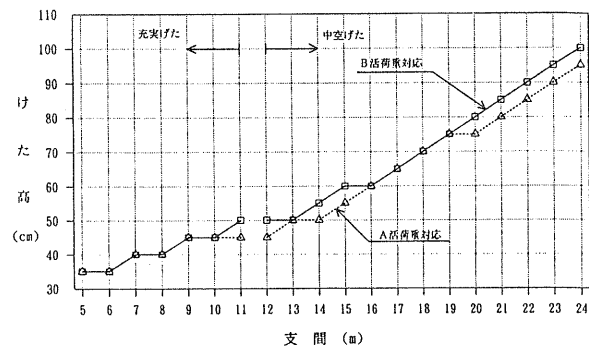


図-4 スラブ橋げたのけた高

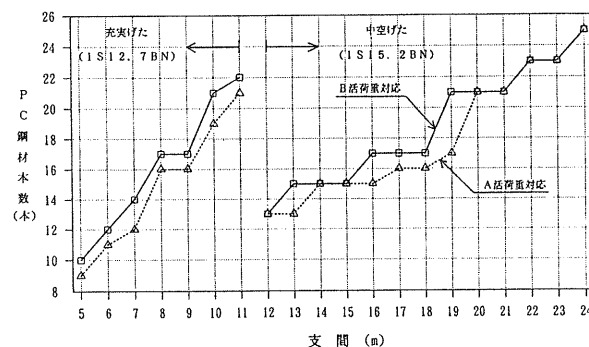


図-5 スラブ橋げたのP C鋼材本数

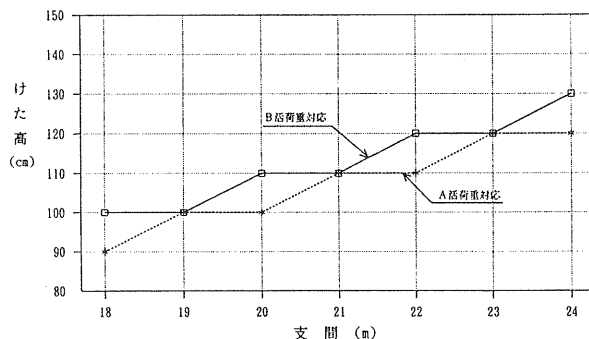


図-6 けた橋げたのけた高

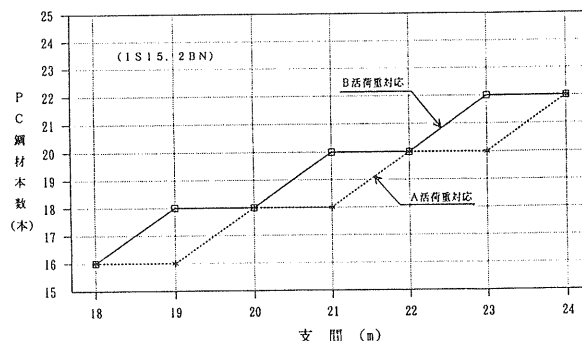


図-7 けた橋げたのP C鋼材本数

おわりに

改正の主な理由は、国際単位系（ＳＩ）単位の導入、同種のＪＩＳ規格の合併、および、道路構造令の一部改正に伴う設計活荷重の変更にある。

ここに述べた道路橋用のプレストレストコンクリート橋げたのＪＩＳの改正は、平成７年３月には行われる予定である。この報告については、通産省工業技術院のご厚意によりＪＩＳ規格の発行に先立って、その改正作業の概要を報告したものである。従って、本報告の内容については現時点での動向に基づいたものである。

この規格では、ここで述べた設計的な事項の他に材料、製造方法、試験方法、検査方法などについても規定している。詳しくは、ＪＩＳ本体および解説などを参考にするのがよい。

なお、一層の高強度コンクリートの適用、低リラクセーションＰＣ鋼材の適用などの残された課題については、道路橋示方書などの関連基準の動向とともに今後継続して検討していくものと考えられる。

日本工業規格 (改正原案)
道路橋用プレストレスト
コンクリート橋げた

Prestressed concrete girders for road bridges

1. 適用範囲 この規格は、道路橋に用いるプレテンション方式によって製造するプレストレストコンクリート橋げた（以下、橋げたという。）について規定する。

なお、この規格で規定する橋げたには、スラブ形式の道路橋に用いる橋げた（以下、スラブ橋げたという。）と、けた形式の道路橋に用いる橋げた（以下、けた橋げたという。）とがある。

備考 この規格の引用規格を、次に示す。

- JIS A 1108 コンクリートの圧縮強度試験方法
- JIS A 1132 コンクリートの強度試験用供試体の作り方
- JIS A 5011 コンクリート用スラグ骨材
- JIS A 5308 レディーミクストコンクリート
- JIS A 6204 コンクリート用化学混和剤
- JIS B 7733 圧縮試験機
- JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼
- JIS G 3536 P C 鋼線及び P C 鋼より線
- JIS R 5210 ポルトランドセメント

2. 用語の定義 この規格で用いる主な用語の定義は、次のとおりとする。

- (1) ボンドレス区間 橋げたの端部付近において、コンクリートと P C 鋼材との付着を切っている区間。
- (2) ボンドコントロール鋼材 ボンドレス区間をもつ P C 鋼材。
- (3) ボンドコントロールげた 一部にボンドコントロール鋼材を配置している橋げた。
- (4) ベントアップげた P C 鋼材が全区間コンクリートと付着しており、かつ、P C 鋼材の一部が折り曲げて配置されている橋げた。
- (5) 通常げた P C 鋼材が全区間コンクリートと付着しており、かつ、直線配置された橋げた。
- (6) A 活荷重 道路構造令の設計自動車荷重のうち、大型車の走行頻度の比較的低い状況を想定した活荷重。
- (7) B 活荷重 道路構造令の設計自動車荷重のうち、大型車の走行頻度の比較的高い状況を想定した活荷重。

3. 種類 橋げたの種類は、スラブ橋げた及びけた橋げたを、各々形状、寸法、活荷重の種類によって区分し、表 1～4 のとおりとする。

表1 スラブ橋げた(A活荷重)の種類

種類の 呼び名	活荷重の 種類	橋げたの 区分	標準 スパン m	けた高 mm	PC鋼より線SWPR7BN 7本より12.7mm及び 7本より15.2mm		備 考
					本数	標準径	
AS05	A活荷重	通常げた	5	350	9	12.7	1. 橋りょうとしての橋げた 中心間隔が, 0.77mを超 えてはならない。 2. 橋りょうに用いる場合, 斜角が60°以上に適用する。 3. 使用するスパンは, 標準 スパンより0.2m以内で長 くしてもよい。 また, 1m以内で短 くしてもよい。
AS06			6	350	11		
AS07			7	400	12		
AS08			8	400	16		
AS09			9	450	16		
AS10			10	450	19		
AS11			11	450	21		
AS12		ボンドコン トロール げた	12	450	13	15.2	
AS13			13	500	13		
AS14			14	500	15		
AS15			15	550	15		
AS16			16	600	15		
AS17			17	650	16		
AS18			18	700	16		
AS19			19	750	17		
AS20			20	750	21		
AS21			21	800	21		
AS22			22	850	23		
AS23			23	900	23		
AS24	24	950	25				

表2 スラブ橋げた(B活荷重)の種類

種類の 呼び名	活荷重の 種類	橋げたの 区分	標準 スパン m	けた高 mm	PC鋼より線SWPR7BN 7本より12.7mm及び 7本より15.2mm		備 考
					本数	標準径	
BS05	B 活荷重	通常げた	5	350	10	12.7	1. 橋りょうとしての橋げた 中心間隔が, 0.77mを超 えてはならない。 2. 橋りょうに用いる場合, 斜角が60°以上に適用する。 3. 使用するスパンは, 標準 スパンより0.2m以内で長 くしてもよい。 また, 1 m以内で短 くしてもよい。
BS06			6	350	12		
BS07			7	400	14		
BS08			8	400	17		
BS09			9	450	17		
BS10			10	450	21		
BS11			11	500	22		
BS12		ボンドコン トロール げた	12	500	13	15.2	
BS13			13	500	15		
BS14			14	550	15		
BS15			15	600	15		
BS16			16	600	17		
BS17			17	650	17		
BS18			18	700	17		
BS19			19	750	21		
BS20			20	800	21		
BS21			21	850	21		
BS22			22	900	23		
BS23			23	950	23		
BS24			24	1000	25		

表3 けた橋げた (A活荷重) の種類

種類の 呼び名	活荷重の 種類	橋げたの区分	標準 スパン m	けた高 mm	PC鋼より線 SWPR7BN 7本より15.2mm 本数	備 考
AG18	A活荷重	ベントアップ げた	18	900	16	1. 橋りょうとしての橋げた 中心間隔が, 1.08mを超 えてはならない。 2. 橋りょうに用いる場合, 斜角が70°以上に適用する。 3. 使用するスパンは, 標準 スパンより0.2m以内で長 くしてもよい。 また, 1m以内で短 くしてもよい。
AG19			19	1000	16	
AG20			20	1000	18	
AG21			21	1100	18	
AG22			22	1100	20	
AG23			23	1200	20	
AG24			24	1200	22	

表4 けた橋げた (B活荷重) の種類

種類の 呼び名	活荷重の 種類	橋げたの区分	標準 スパン m	けた高 mm	PC鋼より線 SWPR7BN 7本より15.2mm 本数	備 考
BG18	B活荷重	ベントアップ げた	18	1000	16	1. 橋りょうとしての橋げた 中心間隔が, 1.08mを超 えてはならない。 2. 橋りょうに用いる場合, 斜角が70°以上に適用する。 3. 使用するスパンは, 標準 スパンより0.2m以内で長 くしてもよい。 また, 1m以内で短 くしてもよい。
BG19			19	1000	18	
BG20			20	1100	18	
BG21			21	1100	20	
BG22			22	1200	20	
BG23			23	1200	22	
BG24			24	1300	22	

4 品質

4.1 外観 橋げたは、外観が良く、使用上有害な、きず、ひび割れ、ねじれなどの欠点があってはならない。

4.2 ひび割れ強さ 橋げたのひび割れ強さは、8. に規定するひび割れ強さ試験を行い、表5～8に示すひび割れ試験曲げモーメントを加えたとき、ひび割れが発生してはならない。

表5 スラブ橋げた(A活荷重)のひび割れ強さ

種類の 呼び名	ひび割れ試験 曲げモーメント	単位 kN・m 参 考	
		破壊抵抗曲げ モーメント	単位長さ ⁽¹⁾ 当たりの重量 (kN/m)
AS05	0.146×10^3	0.307×10^3	5.46
AS06	0.169×10^3	0.360×10^3	5.42
AS07	0.208×10^3	0.444×10^3	6.22
AS08	0.250×10^3	0.539×10^3	6.25
AS09	0.291×10^3	0.623×10^3	7.01
AS10	0.335×10^3	0.719×10^3	7.05
AS11	0.366×10^3	0.785×10^3	7.01
AS12	0.401×10^3	0.869×10^3	5.81
AS13	0.472×10^3	1.01×10^3	6.20
AS14	0.519×10^3	1.12×10^3	6.17
AS15	0.604×10^3	1.29×10^3	6.54
AS16	0.688×10^3	1.46×10^3	6.89
AS17	0.800×10^3	1.69×10^3	7.22
AS18	0.892×10^3	1.88×10^3	7.56
AS19	1.03×10^3	2.16×10^3	8.09
AS20	1.16×10^3	2.46×10^3	8.08
AS21	1.28×10^3	2.70×10^3	8.41
AS22	1.49×10^3	3.14×10^3	9.09
AS23	1.63×10^3	3.39×10^3	9.53
AS24	1.81×10^3	3.77×10^3	9.85

注⁽¹⁾ この値は、取扱いの便宜のため、鋼材を含めたコンクリートの単位容積重量を 24.5kN/m^3 として算出したもので、単位長さ当たりの橋げたが荷重として働く力であり、規格の一部ではない。

表6 スラブ橋げた(B活荷重)のひび割れ強さ

単位 kN・m

種類の 呼び名	ひび割れ試験 曲げモーメント	参 考	
		破壊抵抗曲げ モーメント	単位長さ ⁽¹⁾ 当たりの重量 (kN/m)
BS05	0.152×10^3	0.336×10^3	5.46
BS06	0.174×10^3	0.392×10^3	5.42
BS07	0.226×10^3	0.507×10^3	6.22
BS08	0.267×10^3	0.618×10^3	6.25
BS09	0.312×10^3	0.717×10^3	7.01
BS10	0.364×10^3	0.839×10^3	7.05
BS11	0.428×10^3	0.979×10^3	7.78
BS12	0.467×10^3	1.00×10^3	6.22
BS13	0.514×10^3	1.11×10^3	6.19
BS14	0.593×10^3	1.27×10^3	6.54
BS15	0.677×10^3	1.44×10^3	6.91
BS16	0.738×10^3	1.58×10^3	6.89
BS17	0.833×10^3	1.78×10^3	7.22
BS18	0.928×10^3	1.97×10^3	7.55
BS19	1.15×10^3	2.44×10^3	8.09
BS20	1.27×10^3	2.67×10^3	8.44
BS21	1.39×10^3	2.91×10^3	8.77
BS22	1.57×10^3	3.28×10^3	9.46
BS23	1.71×10^3	3.55×10^3	9.88
BS24	1.93×10^3	4.04×10^3	10.20

注⁽¹⁾ この値は、取扱いの便宜のため、鋼材を含めたコンクリートの単位容積重量を 24.5kN/m^3 として算出したもので、単位長さ当たりの橋げたが荷重として働く力であり、規格の一部ではない。

表7 けた橋げた(A活荷重)のひび割れ強さ

種類の 呼び名	ひび割れ試験 曲げモーメント	単位 kN・m 参 考	
		破壊抵抗曲げ モーメント	単位長さ ⁽¹⁾ 当たりの重量 (kN/m)
AG18	1.25×10^3	2.67×10^3	8.72
AG19	1.45×10^3	3.06×10^3	9.46
AG20	1.55×10^3	3.33×10^3	9.46
AG21	1.78×10^3	3.76×10^3	10.19
AG22	1.89×10^3	4.08×10^3	10.19
AG23	2.15×10^3	4.56×10^3	10.93
AG24	2.26×10^3	4.88×10^3	10.93

注⁽¹⁾ この値は、取り扱いの便宜のため、鋼材を含めたコンクリートの単位容積重量を
 24.5kN/m^3 として算出したもので、単位長さ当たりの橋げたが荷重として働く力
 であり、規格の一部ではない。

表8 けた橋げた(B活荷重)のひび割れ強さ

種類の 呼び名	ひび割れ試験 曲げモーメント	単位 kN・m 参 考	
		破壊抵抗曲げ モーメント	単位長さ ⁽¹⁾ 当たりの重量 (kN/m)
BG18	1.39×10^3	3.06×10^3	9.46
BG19	1.47×10^3	3.33×10^3	9.46
BG20	1.70×10^3	3.76×10^3	10.19
BG21	1.80×10^3	4.08×10^3	10.19
BG22	2.05×10^3	4.56×10^3	10.92
BG23	2.16×10^3	4.88×10^3	10.93
BG24	2.43×10^3	5.41×10^3	11.66

注⁽¹⁾ この値は、取り扱いの便宜のため、鋼材を含めたコンクリートの単位容積重量を
 24.5kN/m^3 として算出したもので、単位長さ当たりの橋げたが荷重として働く力
 であり、規格の一部ではない。

5. 形状、寸法及び寸法の許容差 橋げたの形状⁽²⁾及び寸法は、付図1～54のとおりとし、その寸法の許容差は、表9のとおりとする。

注⁽²⁾ 受渡当事者間の協議によって、橋げたとしての性能を損なわない範囲で、必要な附属物を設けたり、加工することができる。

また、つり金具を付ける場合は、橋げたの端から $\frac{l}{10}$ (l =スパン)以内の距離に配置する。

表9 寸法の許容差

単位 mm

区 分	許 容 差	
けた長 L	$L \leq 10\text{m}$ の場合	± 10
	$L > 10\text{m}$ の場合	$\pm \frac{L}{1000}$ ⁽³⁾
断面の外形寸法	± 5	
橋げたのそり ⁽⁴⁾	± 8 ⁽⁵⁾	
横方向の曲がり	10	

注⁽³⁾ けた長Lは、mmで表す。

⁽⁴⁾ スパン中央の値とする。

⁽⁵⁾ 一径間に使用する橋げたの本数を一組とし、そのそりの平均値からの許容差とする。

6. 材料

6.1 セメント セメントは、JIS R 5210に適合するもので、超早強ポルトランドセメントを除くポルトランドセメントとする。

6.2 骨材 骨材は、清浄、堅硬、耐久的で、適当な粒度をもち、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物などを有害量含んでいてはならない。粗骨材の最大寸法は、20mmとする。

また、骨材は、JIS A 5308の**附属書7**〔骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（化学法）〕又は**附属書8**〔骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法）〕によってアルカリシリカ反応性試験を行っていないといけない。ただし、JIS A 5011に規定する高炉スラグ骨材は、アルカリシリカ反応性試験を行わなくてよい。

6.3 水 水は、油、酸、塩類、有機不純物、懸濁物など橋げたの品質に影響を及ぼす物質を有害量含んでいてはならない。

6.4 PC鋼材 PC鋼材は、JIS G 3536に規定するSWPR 7BNの7本より12.7mm及び7本より15.2mmとする。

6.5 鉄筋 鉄筋は、JIS G 3112に規定するSD 295 A又はSD 295 Bとする。

6.6 混和材料 混和材料を用いる場合は、橋げたの品質に有害な影響を与えるものであってはならない。化学混和剤を使用するときは、JIS A 6204の規定に適合するものとする。

7. 製造方法

7.1 コンクリート コンクリートは、次の事項を満足しなければならない。

(1) フレッシュコンクリートに含まれる塩化物イオン (Cl^-) 量は、 0.30kg/m^3 以下でなければならない。

(2) コンクリートの品質は、材齢28日の圧縮強度が 49.1N/mm^2 以上で、耐久性に富み、品質のばらつきが少ないものでなければならない。

圧縮強度試験は、JIS A 1132 及び JIS A 1108 による。

(3) コンクリートの配合は、所要の強度及び耐久性を考慮し、単位水量をできるだけ少なくしなければならない。

(4) 骨材のアルカリシリカ反応性試験で“無害でない”と判定されたものを使用する場合は、JIS A 5308の**附属書6**〔セメントの選定等によるアルカリ骨材反応の抑制対策の方法〕によってアルカリ骨材反応の抑制対策を講じなければならない。

(5) コンクリートの練混ぜには、バッチミキサを用い、練上がりコンクリートが均等質となるように、十分に練り混ぜなければならない。

(6) コンクリートの打込みは、確実に充てんする方法によらなければならない。

(7) コンクリートを打ち終わった後、十分な湿気を与えて養生しなければならない。常圧蒸気養生を行う場合は、コンクリート及び製品の品質に満足な結果を与えるようにしなければならない。

7.2 プレストレスの与え方 プレストレスの与え方は、次の事項を満足しなければならない。

- (1) P C 鋼材は、正しい位置に配置して緊張し、プレストレスを与えるときまで緊張が緩まないように、その両端を反力台に完全に固定しなければならない。
- (2) P C 鋼材のボンドレス区間は、コンクリートとの付着が生じないように処置しなければならない。
- (3) P C 鋼材を折り曲げて配置する場合、支持部分は、その曲げ半径を180 mm以上としなければならない。
- (4) P C 鋼材には、反力台に固定した直後、P C 鋼材 1 本につき、7 本より12.7mmの場合は 131.7kN、7 本より15.2mmの場合は185.1kNの力が働くようにしなければならない。
- (5) プレストレスを与えるときには、側面の型枠を取り外し、P C 鋼材の固定装置を徐々に緩めなければならない。プレストレスを与えるときのコンクリートの圧縮強度は、 34.3N/mm^2 以上でなければならない。この場合の圧縮強度試験は、製品と同一養生をした供試体について **JIS A 1108** によって行うものとする。
- (6) P C 鋼材は、部材端面から出ないように切り、防水性、付着性及び耐アルカリ性をもつ材料を用いて保護しなければならない。

7.3 出荷 出荷は、製品と同一養生をした供試体の圧縮強度が 49.1N/mm^2 以上に達した後か、又は**7.1(2)**の規定を満足することを確認した後に行う。

8. 試験方法 橋げたのひび割れ強さ試験は、JIS B 7733 に規定する 1 等級以上の試験機又はこれと同等以上の許容値をもつ試験機を用いて、図 1 及び図 2 に示す載荷方法によって行う。

なお、試験は、製品と同一養生をした供試体の圧縮強度が 49.1N/mm^2 以上に達した後か、又は 7.1(2) の規定を満足することを確認した後に行う。

曲げモーメントと載荷荷重との関係は、次の式による。

$$M = \frac{w \ell^2}{8} + \frac{(P+W)}{4} (\ell - 2a)$$

ここに、M：曲げモーメント (kN・m)

P：載荷荷重 (kN)

W：載荷装置の重量 (kN)

ℓ ：次式で計算したスパン(m)

$$\ell = L - 2$$

ここに、L：けた長(m)

d：けた端から支持点までの長さ(m)

$\ell \leq 7\text{m}$ の場合 $d = 0.15$

$7\text{m} < \ell \leq 9\text{m}$ の場合 $d = 0.20$

$9\text{m} < \ell \leq 14\text{m}$ の場合 $d = 0.25$

$14\text{m} < \ell \leq 19\text{m}$ の場合 $d = 0.30$

$19\text{m} < \ell$ の場合 $d = 0.35$

w：橋げたの単位長さ当たりの重量 (kN/m) (表 5～8 参照)

a： $\ell < 10\text{m}$ の場合 0.50(m)

$\ell \geq 10\text{m}$ の場合 0.75(m)

図 1 載荷方法 (スラブ橋げたの場合)

単位 mm

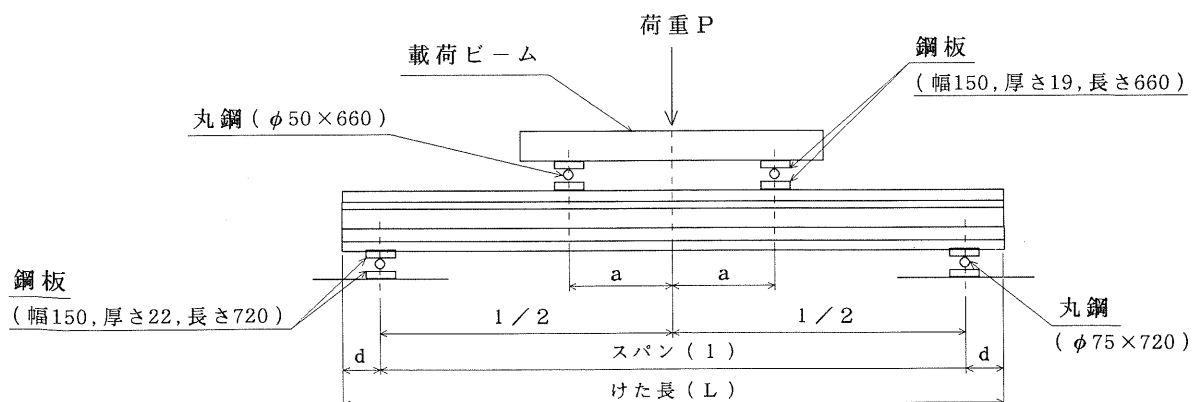
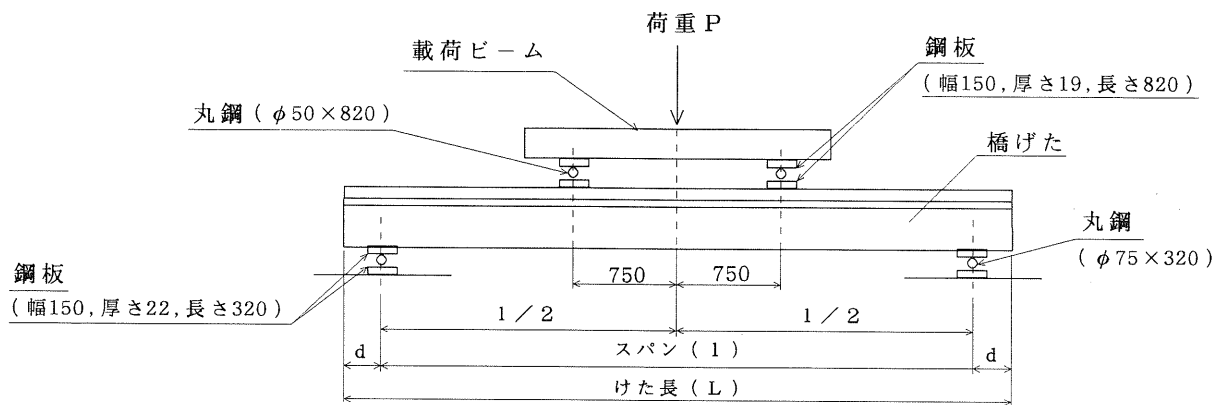


図2 載荷方法 (けた橋げたの場合)

単位 mm



9. 検査方法

9.1 外観, 形状及び寸法 外観, 形状及び寸法の検査は, 全数について行い, 4.1及び5.の規定に適合すれば合格とする。

9.2 ひび割れ強さ ひび割れ強さは, 一組の橋げたから2本の橋げたを抜き取り, 8.によって試験を行い, 2本とも4.2の規定に適合すればその組全部を合格とし, 2本とも適合しなければその組全部を不合格とする。2本のうち1本だけ4.2の規定に適合しないときは, その組の残り全部について試験を行い合否を判定する。

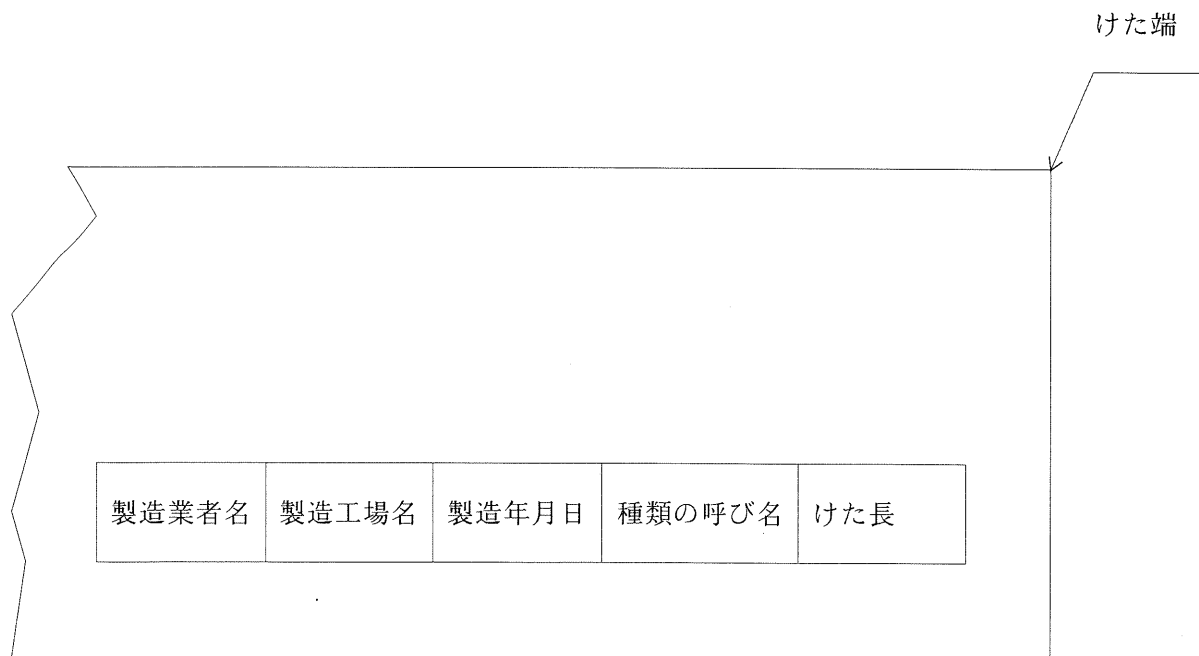
なお, 一組の本数は, 原則として同一種類の400本とする。

10. 表示 橋げたには, 次の事項を表示しなければならない。

なお, 表示の例を図3に示す。

- (1) 種類の呼び名
- (2) けた長
- (3) 製造業者名又はその略号
- (4) 製造工場名又はその略号
- (5) 製造年月日又はその略号

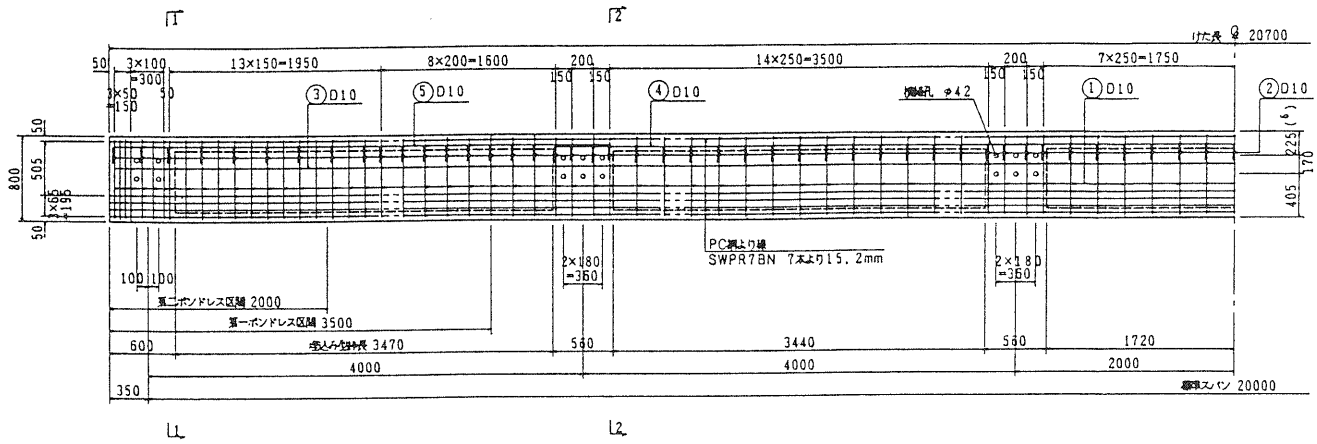
図3 表示例



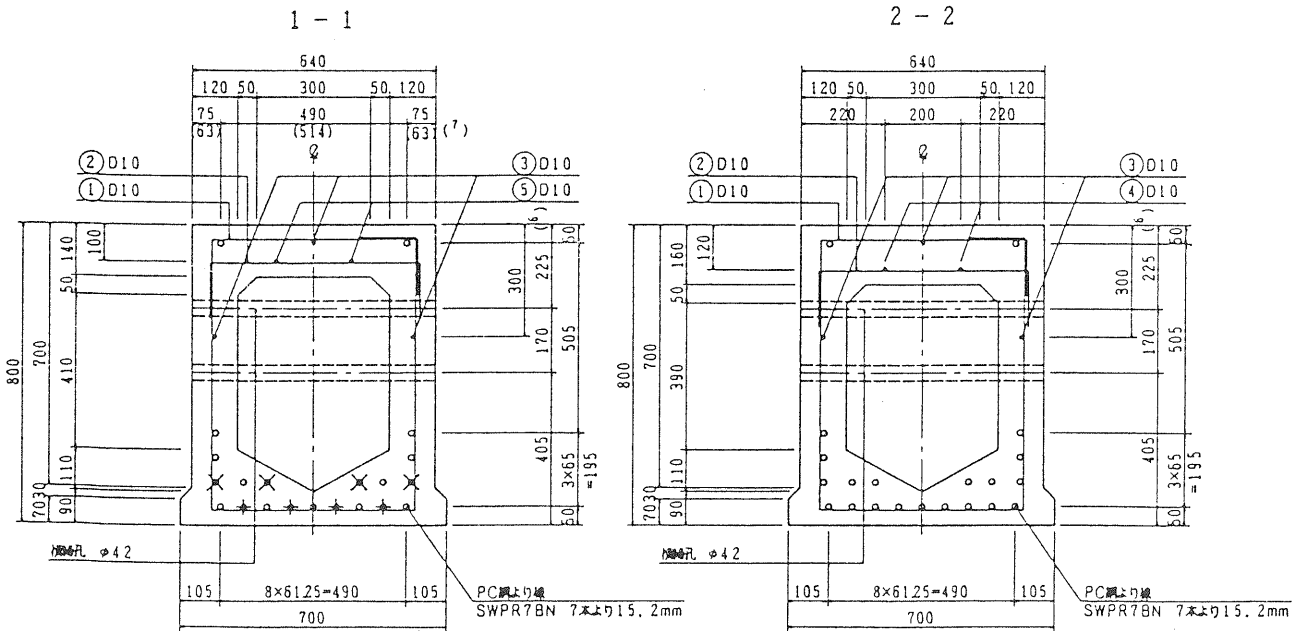
付図 36 B S 20

単位 mm

橋げた側面図



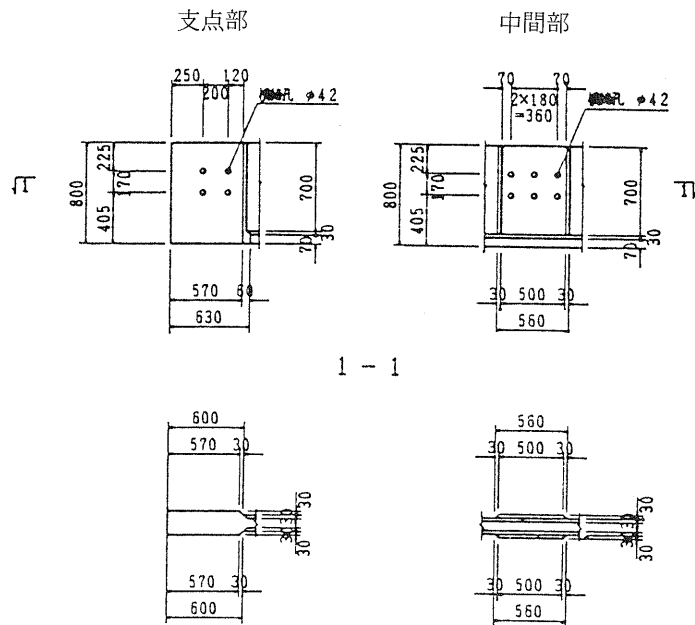
橋げた断面図



凡 例

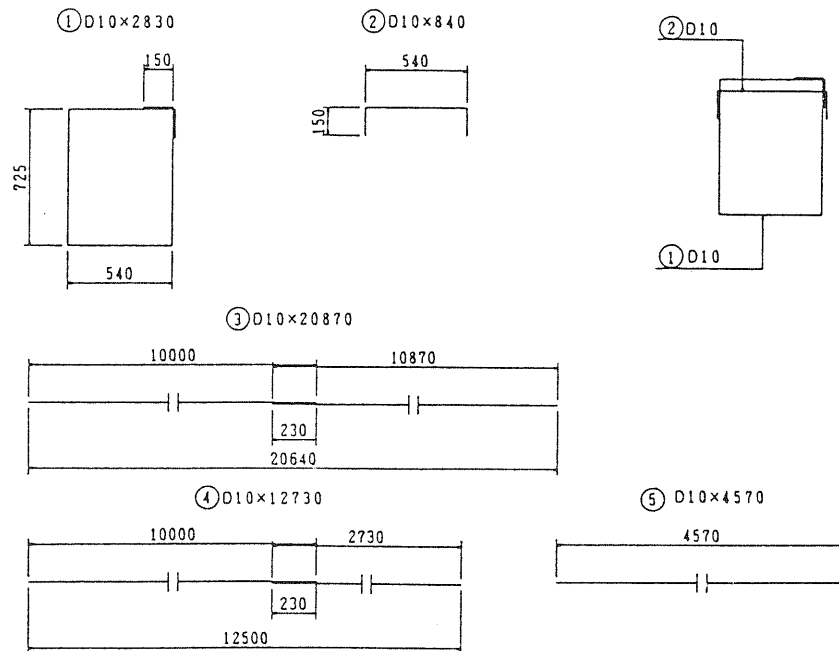
- PC鋼材
- ✦ 第一ボンドコントロール鋼材
- ✕ 第二ボンドコントロール鋼材
- 鉄 筋

横締位置詳細図



鉄筋加工図⁽⁶⁾

組立図

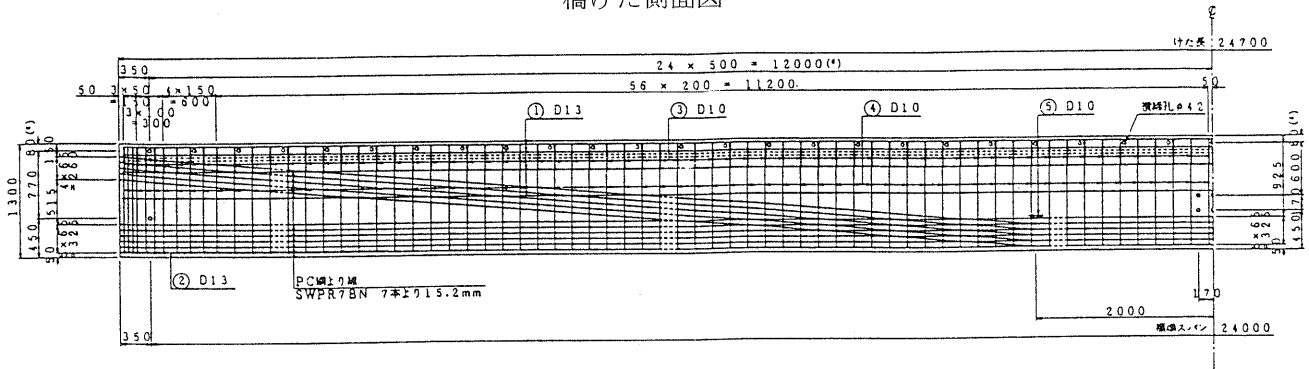


注(6)鉄筋加工寸法及び横締め配置間隔は、参考値とする。

(7)最下段及び最上段以外のP C鋼より線の水平距離。

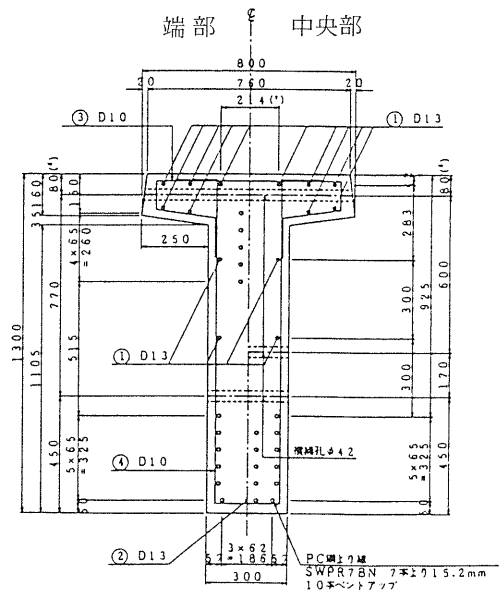
付図 54 BG 24

橋げた側面図

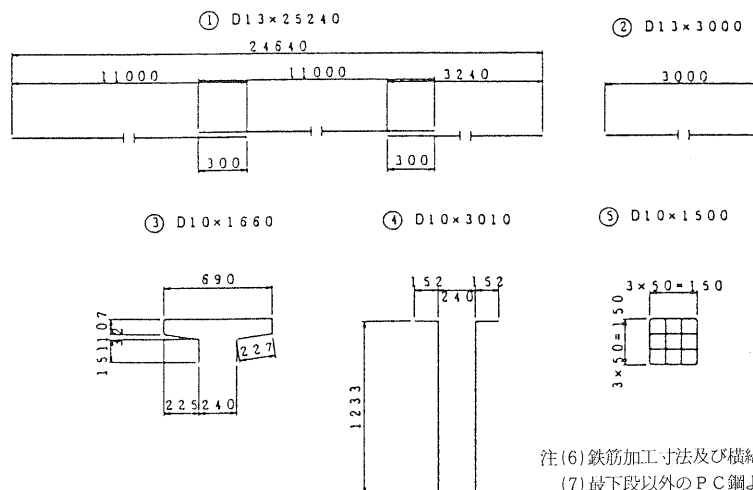


橋げた断面図

- 凡例
- ・ PC鋼材
 - ・ 鉄筋



鉄筋加工図⁽⁶⁾



注(6) 鉄筋加工寸法及び横締め配置間隔は、参考値とする。

(7) 最下段以外のPC鋼より線の水平距離。

新しい形式のPC橋について

—西湘バイパス小田原港橋、屋代南・北橋梁、奥山橋、名取川橋梁—

日本道路公団 山縣敬二
日本鉄道建設公団 宮崎修輔・古賀 学
阪神高速道路公団 前川義男・幸左賢二
東日本旅客鉄道㈱ 石橋忠良・大庭光商

1. 小田原港橋の設計・施工(世界初のエクストラードズドPC橋)

日本道路公団 山縣 敬二

1. まえがき

西湘バイパス改築事業は、国道135号の小田原早川交差点付近での交通渋滞を緩和する目的で、同バイパスと小田原厚木道路を直結し、かつ2km延伸させ市外で国道と連結させる事業である。本事業のうち、小田原港上に架かる小田原港橋は、世界で初めてエクストラードズドPC橋が採用された。

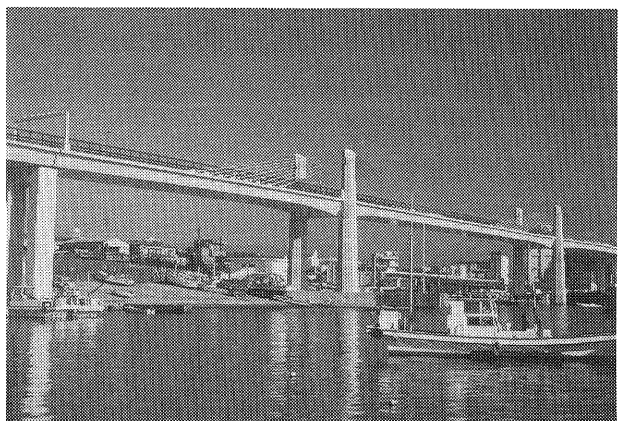
本橋は斜張橋と桁橋の中間の特性をもつ新形式のPC橋であるが、塔頂部にサドル構造を採用し、斜材にエポキシストランドを使用するなどの特色を持っている。本文では、小田原港橋の設計、施工について述べる。

2. 設計

2.1 工事概要

図-1に本橋の一般図を示す。また、以下に工事概要を記す。

路線名：西湘バイパス
橋梁位置：神奈川県小田原市
橋格：一等橋(TL-20)
構造形式：三径間連続エクストラードズドPC箱桁橋
橋長：270^m
支間割：73^m+122^m+73^m
幅員：9.5^m～16.42^m
工期：平成3年12月～平成6年10月



2.2 エクストラードズド橋の特性

エクストラードズド・プレストレッシング(Extradosed Prestressing)とは、フランスのエンジニアであるMathivatによって名付けられた構造形式である。図-2に桁橋から斜張橋までの概念を示すが、これまでPC橋の形式は中小スパンに桁橋、大スパンに斜張橋が用いられてきた。そして、斜張橋と桁橋の間に位置す

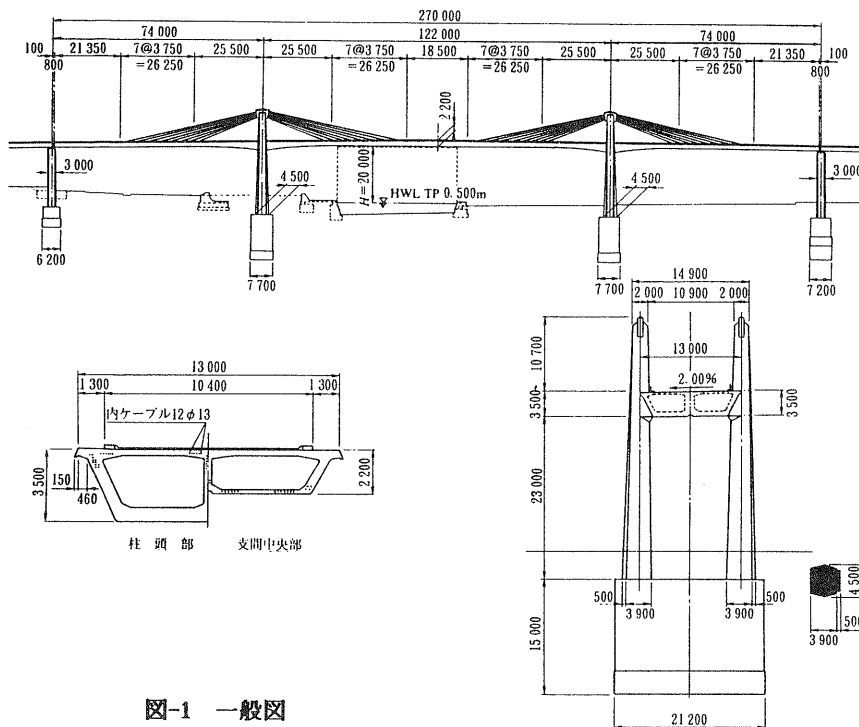


図-1 一般図

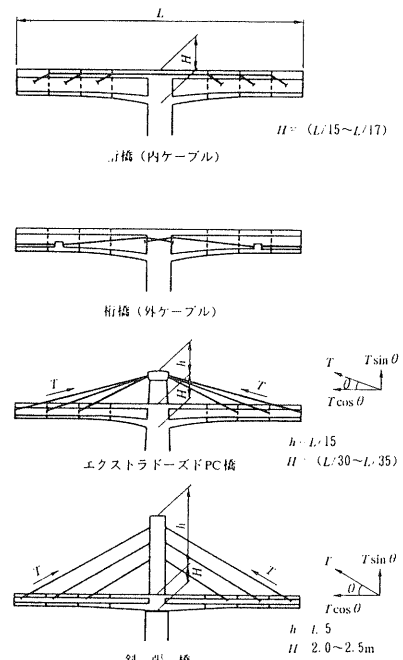


図-2 エキストラードズド橋の概念

るのがエキストラードズド橋であり、最近採用されるようになってきた外ケーブル偏心量を極端に大きくとったものと言えよう。エキストラードズドPC橋は、桁橋では長く斜張橋では短い支間長 100~200m程度の橋梁に適しており、特に本橋のように航路限界がある場合は、その優位性を発揮することができる。桁橋や斜張橋とエキストラードズドPC橋の関係を、使用材料との比較により検証してみる。図-3は中央支間長と主桁コンクリート平均厚の関係を、図-4は中央支間長とPC鋼材量の関係を、それぞれ今までの実績からプロットしたものである。コンクリート平均厚は桁橋の場合、桁高が支間長の関数になっているため支間の増大にともなって平均厚も増加する。一方、斜張橋は支間張に関係なく桁高がほぼ一定のため、平均厚はほとんど増加しない。小田原港橋は両者の中間に位置し増加の度合いも桁橋と斜張橋の間にあると思われる。PC鋼材量もコンクリート平均厚と同様、桁橋の方が斜張橋より支間長に対する増加の度合いが大きく、エキストラードズド橋は両者の中間に位置する構造であることがわかる。

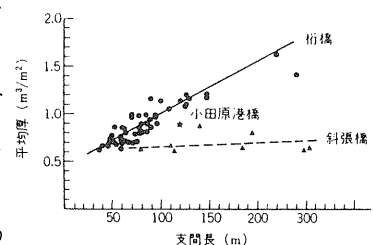


図-3 中央支間長とコンクリート平均厚の関係

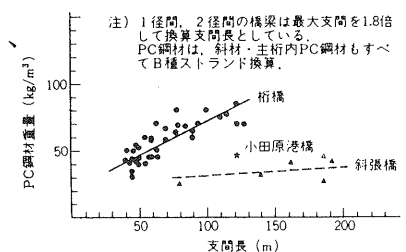


図-4 中央支間長とPC鋼材量の関係

小田原港橋は、中央スパン $L=122\text{m}$ に対して主塔高さ $H=10.5\text{m}$ で、 $H/L=1/12$

となっており、斜張橋の $H/L=1/5$ と比較してかなり低い塔高と言える。このことが斜張橋との違いを生じさせる大きな要因となっている。つまり、斜材の弾性支承としての鉛直方向成分が小さいため、荷重に対してより主桁が抵抗する構造となっており斜張橋に比べて活荷重による斜材の応力変動を $1/3\sim 1/4$ に低減できる。

2.3 構造設計

構造解析は、一般的な斜張橋と同様に平面骨組モデルによる微小変形理論により行った。また、本橋の大きな特徴の一つである桁橋に近い構造であることから、斜材張力導入後の張力調整は行わないため、そ

の影響を架設を追った構造解析で確認した。また、斜材の活荷重による変動応力の最大値は L 荷重に対して 3.8 kgf/mm^2 と、一般的な PC 斜張橋よりかなり小さめの値であることから、本橋は、斜材を外ケーブルと見なしその安全率を 1.67 として許容値は桁内ケーブルと同じ引張強さの 60% を採用している。そのために斜材の疲労設計を行った。その結果は現在の高速道路において通行量の多い地点の調査結果を使用しても、斜材の変動応力が L 荷重の 1/3 程度となることがわかった。また、斜材の風による振動が予想されることから、斜材の曲げ疲労試験を実施して安全率の妥当性を検証するとともに、斜材の制振装置を取り付けてその振動を抑制している。

設計においては、斜材張力の有効となる距離、ウェブのせん断力分担率、そして、斜材定着横桁の設計方法が留意点となったが、これらは、立体 FEM 解析を行い決定した。

3. 実験

3.1 サドル部の耐荷力試験

わが国の PC 橋で初めてサドルを採用したことから、その安全性を定量的に把握する必要がある。したがって、斜材張力が降状点に達してもサドル部が健全であること、また、斜材が二重管構造であるがための左右張力差を固定する機構が破壊しないことなどを確認するためにサドル部の耐荷力試験を行った。図-5 にその供試体構造図を示すが、モデルは

施工性試験も兼ねるため実物大とした。左右張力差を固定する機構は 2 タイプ考えられ、サドル内のグラウト材も合わせて計 3 タイプの内管の載荷試験を行い実験に適した構造を選択した。図-6 にその定着構造を示す。サドル部は斜材が 30^{cm} 間かくで配置されていることから設計は FEM 解析により行い、その結果、設計荷重時にコンクリートの引張応力度が許容値内に収まるよう PC 鋼棒を配置した。これにより、斜材張力が降状点に達してもサドル部に有害なひび割れは発生せず、健全であることが確認された。また、左右張力差の固定機構についても、3 つの内管全てが設計値 40^t に対して 3.0 以上の安全率を有しており、いずれのタイプも問題がないことが判明したが、サドル内で斜材が 3 次元的に配置されることを考慮して TYPE-2 を採用することにした。

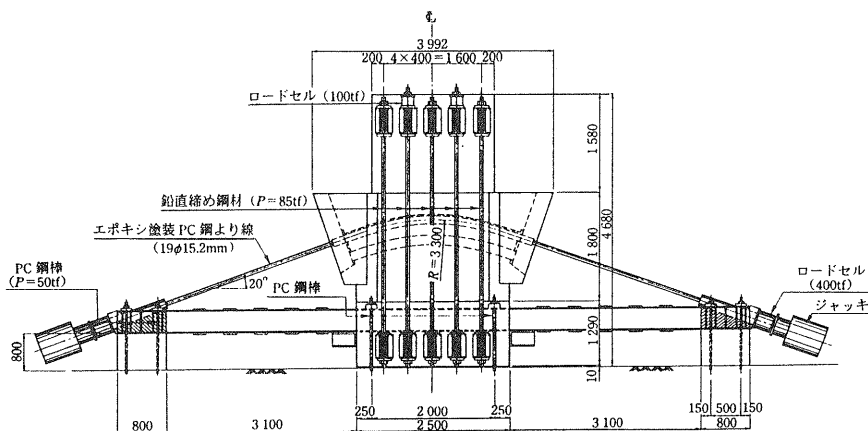
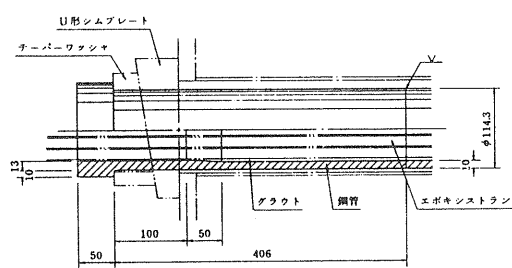
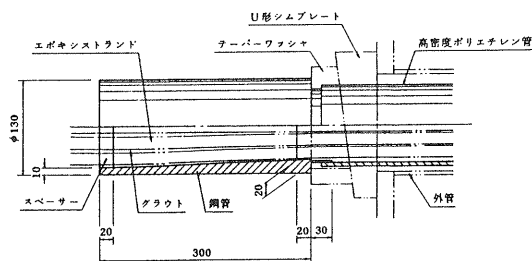


図-5 サドルの耐荷力試験要領図



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2

	内管の仕様	グラウト
TYPE-1・1	鋼管	高強度モルタル
TYPE-1・2	鋼管	ポリマーセメント
TYPE-2	一般部 高強度ポリエチレン管	ポリマーセメント
	定着部 鋼管	高強度モルタル

図-6 サドル部定着機構詳細図

3.2 斜材システムの曲げ疲労試験

小田原港橋では斜材の安全率を1.67としているが、ストランドの疲労限が安全率 2.5を用いる斜張橋に比べて小さくなる。これは、活荷重による斜材の軸疲労がかなり小さくなることから採用したが、風による斜材の振動に起因する曲げ疲労に対しては、十分配慮する必要がある。また、斜材がサドル位置および主桁内において曲げて配置されることから、斜材システムとしての曲げ疲労試験を行い安全性を確認した。試験は、図-7に示す実物大の供試体を用いて 200万回の疲労試験を実施した。斜材の疲労設計に使用したストランドのS-N 曲線を基に、制振装置で制抑制すべき振幅量を現在までの実績から推定した許容振幅を設定して、200 万回の繰り返し載荷を行った。その結果、ストランドの破断はもとより、左右の張力差を固定する機構を含めた斜材システムの破壊は認められなかった。さらに、風による振動の場合は2000万回のオーダーで論じる必要があることからこの結果を基に2000万回の許容振幅を推定し（図-8）、橋梁の点検時の基準となるよう管理マニュアルにフィードバックした。

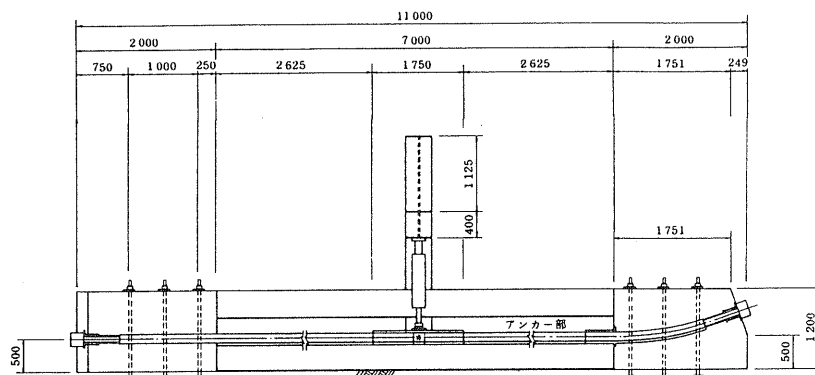


図-7 曲げ疲労試験要領図

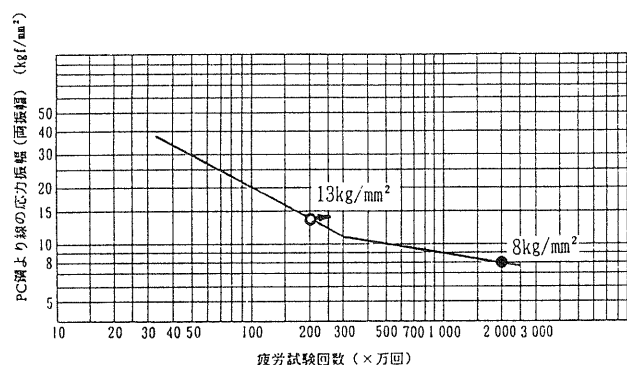


図-8 S-N曲線と試験結果

3.3 制振装置性能試験

斜材システムの曲げ疲労試験は、斜材の振動を制振装置で制抑制することを前提としている。そこで、最も発生の可能性が高いレインバイブレーションが固有振動数 3.0Hz以下で発生していることから、8段ある斜材のうちこの条件にあてはまる、上から 3段目までの斜材に制振装置を取り付けることにした。

制振装置としては、粘性ダンパー、オイルダンパー、高減衰ゴムダンパーが考えられるが、温度の影響を受けにくいことや景観を考えて、免震支承に用いられているゴムの配合技術を応用した高減衰ゴムダンパーを初めて採用した（図-9）。また、ダンパーの性能を確認するために、実橋において試験を行った。図-10に自由減衰振動波形を示すが、ダンパー設置後の対数減衰率が1次, 2次, 3次振動とも $\delta = 0.06 \sim 0.07$ とな

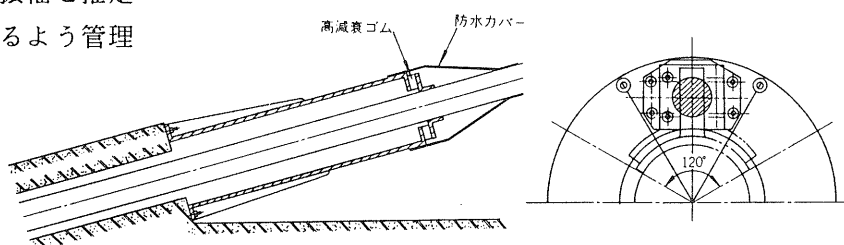


図-9 制振装置構造図

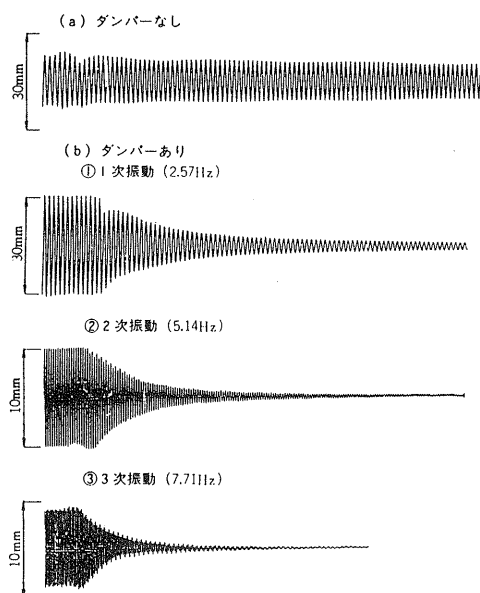


図-10 自由振動波形

っており、レインバイブレーションを制抑制するために必要な $\delta=0.03$ を満足していることが確認できた。

4. 施工

4.1 施工概要

小田原港橋の施工はワーゲンによる張出し架設であり、基本的には通常の桁橋の延長という位置づけで施工を行っている。表-1にブロックのサイクル工程を示すが、斜材のあるブロックは標準ブロックに比べ3主桁で4日サイクルが長くなる。施工上の大きな特徴は、斜張橋の斜材と違い施工中、あるいは完成後の斜材張力調整を行っていないことである。これは、主桁の剛性が大きいため、クリープ・乾燥収縮によって通常の主桁内PC鋼材と同様すべて斜材張力が減少するからである。したがって、斜材は張力調整の不要な外ケーブル用の定着具を使用している。

表-1 サイクル工程

3主桁標準ブロック(11日/サイクル)															
工 種	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11				
ワーゲン移動															
外型枠組立て															
鉄筋・PC組立て															
内型枠組立て															
コンクリート打設															
養生															
緊張															
斜材定着ブロック(15日/サイクル)															
工 種	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ワーゲン移動															
外枠組立て															
鉄筋・PC・斜材ケーブル															
定着具組立て															
内型枠組立て															
コンクリート打設															
養生															
内ケーブル緊張															
保護管製作架設															
斜材ケーブル挿入															
斜材ケーブル緊張															

4.2 サドルの施工

サドルは、曲げ加工した鋼管をH鋼のフレームに組み込んで工場で製作し、現場で一括架設した。図-11にサドルフレームの詳細を示す。サドルフレームの据付けが終ると、補強PC鋼棒、鉄筋の組立てを行い、コンクリートを打設する。なお、サドル部のコンクリート充填状況はサドル部の耐荷力試験終了後、供試体を切断して確認した。斜材の取換えに際して、切断が完了した後に同一平面上にある斜材を横にシフトさせて引き抜く作業を容易にするため、サドルは $\phi 165$ の鋼管と $\square 150$ の角鋼管を合わせた鍵穴形状をしている。完成後はサドル部には充填材を注入しないため、外気に触れる部分は全てタールエポキシ樹脂塗装を施している。また、サドルの定着部はFRPプレートによりカバーを行い、直接風雨が当たらないようにした。

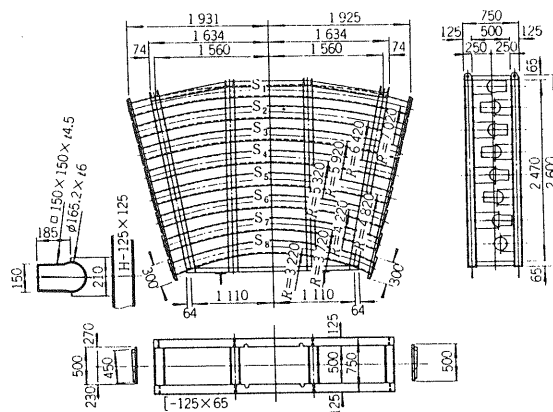


図-11 サドルフレーム構造図

4.3 斜材の施工

斜材は $19\phi 15$ で取換え可能な外ケーブル用のシステムである。斜材の施工は、まず、FRP管の架設を足場上で行い、続いてストランドの挿入を行う（図-12）。エポキシスト

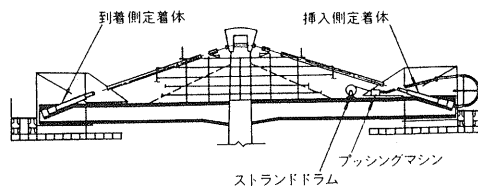


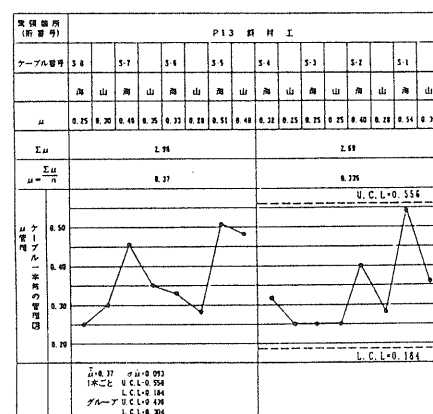
図-12 ストランド挿入要領

ランドは橋面上に設置したプッシングマシンでドラムから主桁内に送られ、サドル部を経たのち反対側の主桁へ送り出される。挿入が終わると主桁定着具の アンカーディスクをセットして、緊張作業に移る。緊張は、430^{tf} ジャッキを4台用いて同時に行った。ジャッキ重量は 750^{kg}であるが、ワーゲンから吊り下げて緊張したため、斜張橋で用いられる作業台は使用していない。サドル部での斜材の固定は、両側のサドル定着部の間に高強度セメントグラウトを注入した後、シムプレートを設置することにより行った。本橋の斜材は塔頂部でサドルを採用しているため、取換えが容易に行えるという思想に基づき設計された。したがって、主桁は 1本の斜材が取換えられていても設計荷重の載荷が可能のように設計されている。また、そのときの他の斜材の張力増加はほとんどなく、すべて0.6 f puを満足している。

4.4 施工管理

上げ越し管理は、斜張橋のように精度管理のための張力調整を行わないため、通常の桁橋と同様に型枠セット時の調整のみとなる。斜材の温度も計測しているが、測量を日照の影響が少ない時間帯に行うことにより、桁橋と同様の手法で十分精度良く施工可能であると言える。一方、斜材の緊張管理は通常のPC鋼材と同じ μ 管理により行った。また、通常の緊張管理手法によって、斜材の自由長部に所定の緊張力が導入されているかどうかを確認するために、最初の 2本目まではストランドのひずみを測定しながら緊張作業を行った。自由長部の導入張力は、設計値の $\pm 5\%$ に収まっており、通常の緊張管理手法でも十分に管理を行えることが検証された(表-2)。

表-2 μ 管理図



5. あとがき

以上述べてきた設計・施工における新しい試み以外にも、デザイン面からの検討も行った。例えば、サドル部に力が集中することを強調するために、塔頂部の形をサドルが容易に確識できるようにしたり、斜材の保護管の青色を下から上に向って淡い色から濃い色に変化させている。また、主塔高さが 10.5m と低く通常のポール照明ではポールの高さと主塔の高さが同じ程度になるため、ライン照明を採用している。

歴史の町小田原の新しいモニュメントとなるべく、橋名を一般から公募し「小田原ブルーウェイブリッジ」と名付けられた。今後、この形式の橋梁が各地で採用されると思われるが、本報告がそのときの一助になれば幸いである。

[参考文献]

- 1) 城野嘉明, 多久和勇, 春日昭夫, 岡本裕昭: エクストラードPC橋の計画と設計, 橋梁と基礎, 1992年12月
- 2) 小野寺勇, 今泉安雄, 春日昭夫, 岡本裕昭: エクストラードPC橋の計画と設計(西湘バイパス小田原港橋), プレストレストコンクリートVol.35, 1993年5月
- 3) 城野嘉明, 西部剛, 板井栄次, 和田信秀: エクストラードPC橋の計画と設計, 土木施工34巻5号, 1993年5月
- 4) 城野嘉明, 小野寺勇, 中道惇, 塩田良一: 西湘バイパス・世界初のエクストラードPC橋小田原港橋の設計と施工, 橋梁, 1994年5月
- 5) 小野寺勇, 相葉和俊, 木水隆夫, 松井保幸, 春日昭夫: 小田原港橋の施工, 橋梁と基礎, 1994年7月
- 6) 松井保幸, 相葉和俊, 春日昭夫, 谷山慎吾: 小田原港橋における斜材の施工, プレストレストコンクリート技術協会, 第4回シンポジウム論文集, 1994年10月
- 7) 木水隆夫, 松井保幸, 春日昭夫: 小田原港橋におけるサドル構造に関する研究, プレストレストコンクリートVol.36, 1994年9月

2. 北陸新幹線、屋代南・北橋梁

日本鉄道建設公団 設計技術室
同 上

宮崎 修輔
古賀 学

1. はじめに

北陸新幹線、軽井沢～長野間は1998年に開催が決定している長野冬季オリンピック前の完成に向け、現在建設が精力的に進められている。

そのうち、屋代地区は数キロメートルに渡り高架区間となっており、屋代南・北橋梁は長野自動車道及び更埴インター上を横河する橋梁で、縦断決定上のコントロールポイントとなっているため、レールレベルを極力低く抑えることが可能な構造形式、また、景観に配慮して桁高さ及び主塔高さを低く抑える必要があり、桁剛性を高め、主塔高さを低くした新しいタイプのPC斜張橋を採用した。この形式は、構造的には桁橋と従来の斜張橋の中間に位置し、鉄道橋として初めて採用する構造形式である。

一般的にPC斜張橋の斜材は主搭部と主桁部双方に定着具を用いて定着されるが、この方式では定着具の配置上高い主搭が必要となる。そこで本橋では主搭高さを低くして斜材を搭頂部に集め効果的なプレストレスの導入ができ、経済化を図るために、主搭側に通常の定着具を設けず斜材を貫通させ、かつ貫通管中央部1箇所固定、万一のときの斜材の取替えを考慮して2重管構造、さらに脱着可能な貫通固定システムを新しく開発し採用した。なお、貫通固定システムを採用する橋梁は初めてであり新しく開発したシステムの機能検証及び施工性等を確認するために、主搭貫通部の実物大のモデルによる試験を実施した。

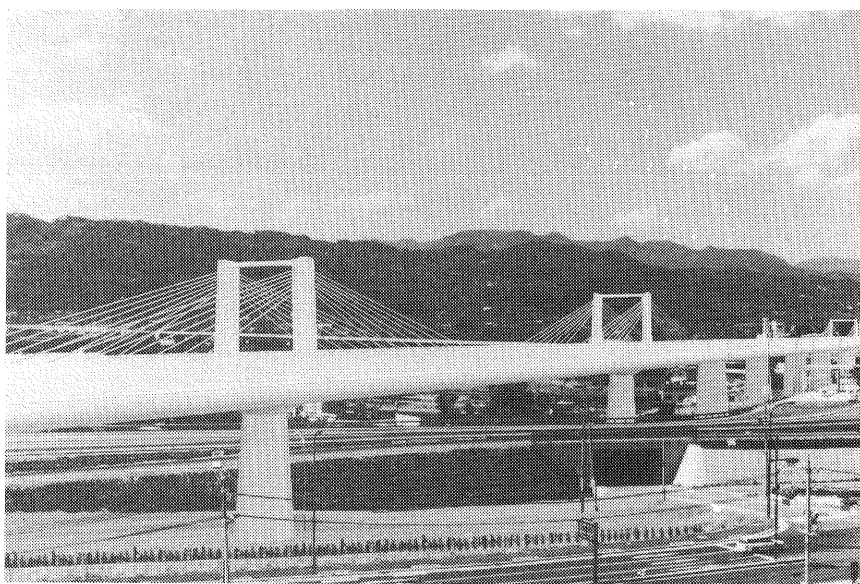
本橋梁の計画・設計・施工等の決定にあたっては、今回特別に設置された学識経験者等で構成された「北陸新幹線（軽井沢～長野間）橋りょう委員会」（委員長：松本嘉司東京理科大学教授）においても検討された。写真－1は屋代南・北橋梁完成予想図（コンピュータグラフィック）、図－1に北陸新幹線高崎～長野間線路平面図である。

本稿は、橋梁の計画・設計及び新しく開発した貫通固定システム・機能検証試験の概要について述べる。

2. 橋梁計画概要

本橋梁の支間割りの制約として、屋代南橋梁は国道18号線及び更埴インターとの交差により橋脚位置、中央部の $2 \times 105\text{m}$ が確定した。また、屋代北橋梁は、長野自動車道（本線）との交差により橋脚位置、中央径間90mが確定した。

構造形式選定の第1段階としてこれらの支間割りに適用できる構造形式を12案抽出し、最終の構造形式は



写真－1 屋代南・北橋梁完成予想図

これら各案の中から次の条件を考慮して選定した。

- ①建設費の節減に配慮すること。
- ②新幹線車両の走行性及び乗り心地確保の面から、たわみ特性に優れた構造であること。
- ③当橋梁の取付区間を含めレールレベルを極力低くするため、桁高を抑えることが可能な形式であること。
- ④架橋地域は現在開発が進んでいる市街地であり、かつ千曲川や周辺の山並みなど自然の豊かな地域であることから、周辺環境との調和を十分配慮する必要があること。
- ⑤中央自動車道および国道18号線上で施工を行うため、通過交通に支障のない架設が可能な形式であること。

比較12案のうち、第②案PC4(3)径間連続ラーメン箱桁、第⑤案PC4(3)径間連続斜張橋及び第⑥案PC4(3)径間連続斜版橋の3案に絞り前記の条件を比較した結果、本橋梁の取付区間を含めると経済性で若干安価、周辺の環境に対する配慮、景観面で優れる第⑤案PC4(3)径間連続斜張橋を選定した。表-1は構造形式案比較結果の一部、図-2は構造形式案比較図の一部(南橋梁)である。

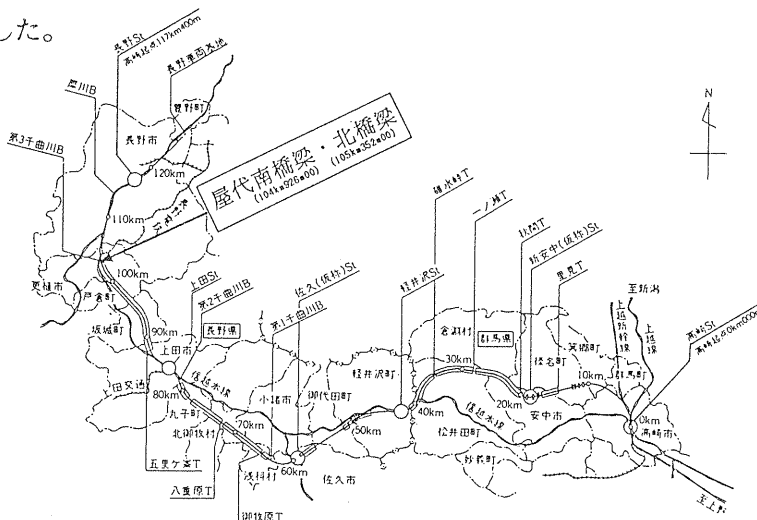


図-1 北陸新幹線高崎・長野線路平面図

表-1 構造形式案比較結果

案	経済性	構 造 性	施 工 性	景 観	維 管 持 理	総 評 合 価
第②案	◎	◎	◎	○	◎	○
第⑤案	◎	○	◎	◎	○	◎
第⑥案	◎	○	◎	◎	○	○

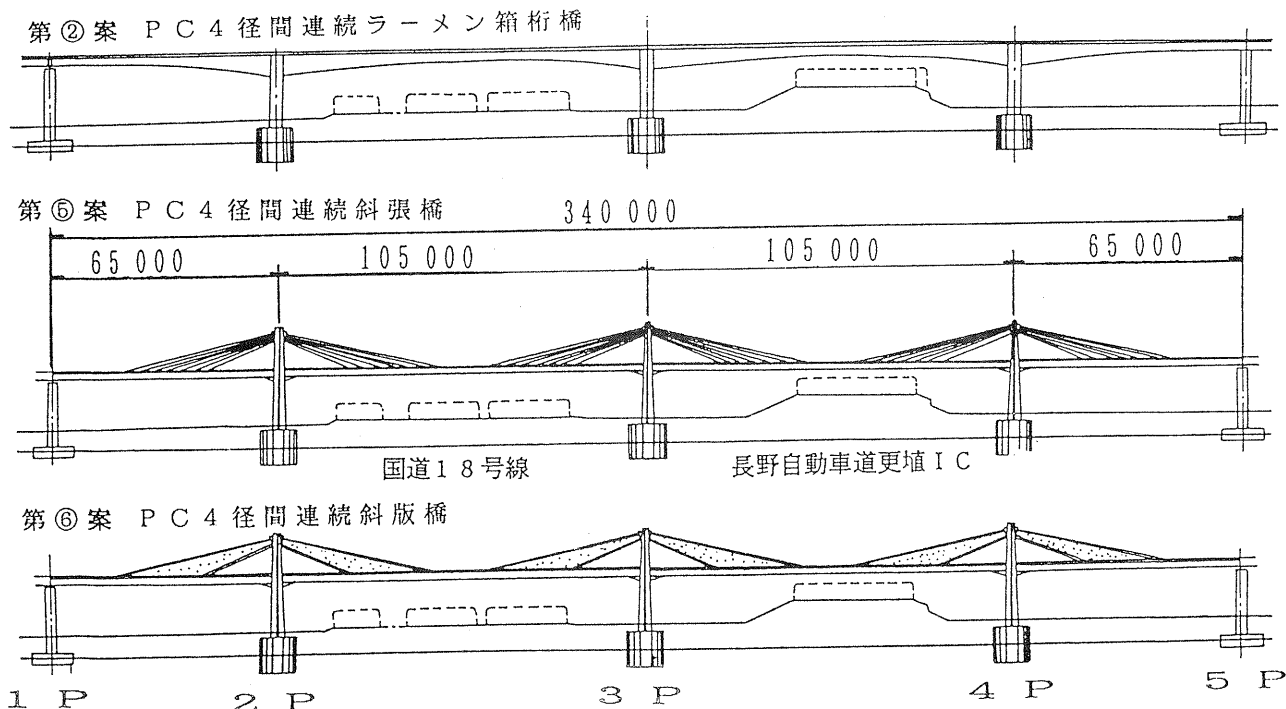


図-2 構造形式案比較図(南橋梁)

3. 設計概要

屋代南・北橋梁は、北陸新幹線（軽井沢・長野間）高崎起点104km756m～105km096m及び105km252m～105km452mに位置している。南橋梁は橋長 $L=340\text{m}$ の4径間連続箱桁及び北橋梁は橋長 $L=200\text{m}$ の3径間連続箱桁の新しいタイプのPC斜張橋で、景観に配慮し主桁等に曲面をふんだんに採用している。

詳細設計を行うに当たっては、基本的に鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）により、同標準は限界状態設計法により構成されている。また、当橋梁は鉄道橋として日本で初めて採用される構造形式であることから、橋りょう委員会で特殊条件等を決定した。なお、万一の場合の斜材の取替を考慮して斜材が1本除去された場合の構造系に対しても検討している。図－3は橋梁全体図で、屋代南・北橋梁の設計概要は次のとおりである。

線 数；複線（幅員12.8m）

軌道種別；スラブ軌道

列車荷重；P-16標準活荷重

（設計最高速度260km/h）

構造形式；4径間連続PC斜張橋（南）

（上部工） 3径間連続PC斜張橋（北）

橋 長；65+105+105+65=340m （南）

55+90+55=200m （北）

桁 高；2.5m（一定）

主桁形状；3室箱桁断面（曲面）

主塔高さ；12.0m（南）10.0m（北）

斜材形状；ファンタイプ

斜 材；19T15.2（SWPR7B）

桁内鋼材；12T15.2（SWPR7B）

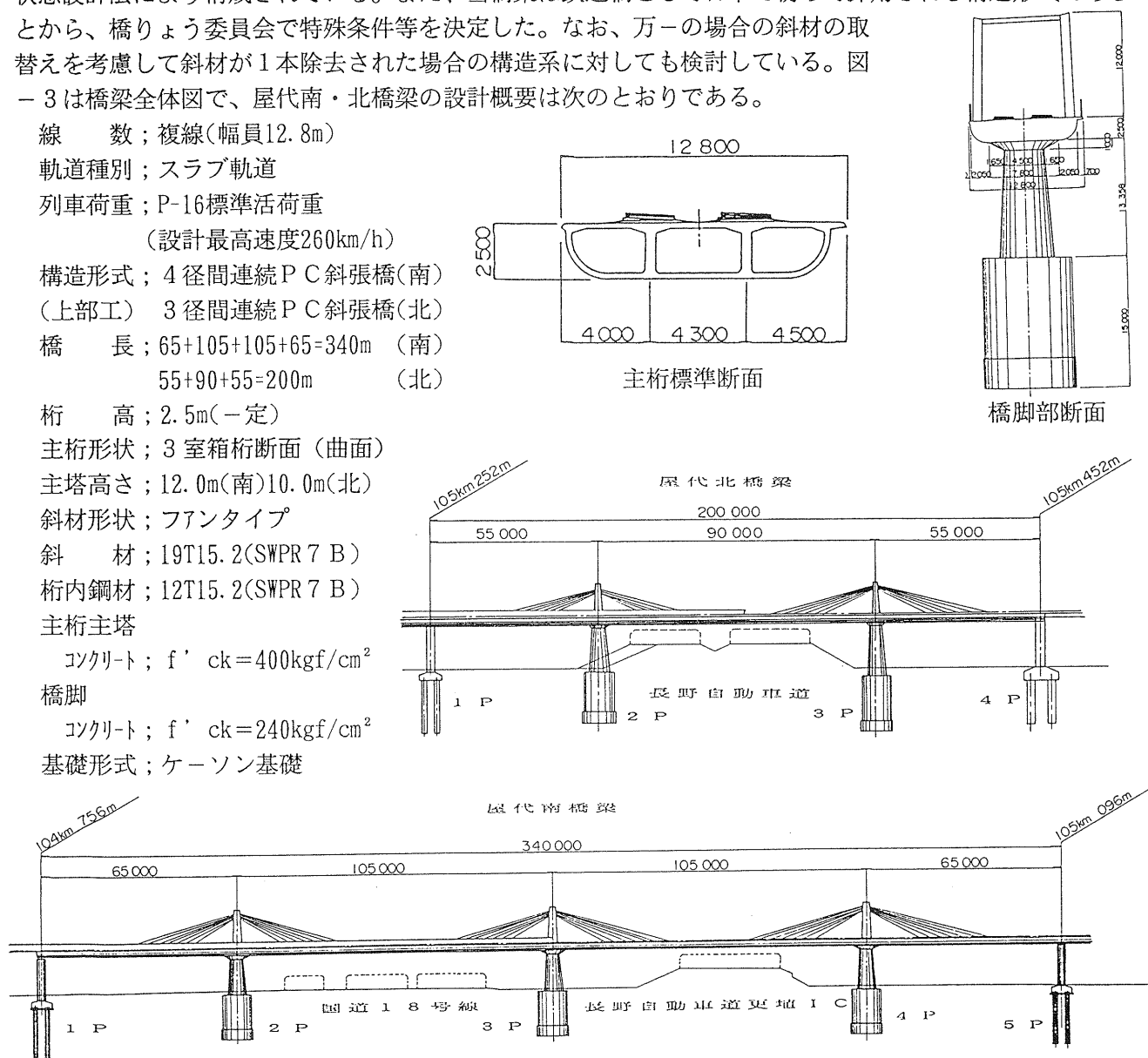
主桁主塔

コンクリート； $f'_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$

橋脚

コンクリート； $f'_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$

基礎形式；ケーソン基礎



図－3 橋梁全体図

3.1 主桁及び斜材応力度の制限値

主桁および斜材応力度の制限値で当橋梁に対して特に定めた条件は、斜材交換時主桁コンクリート縁引張応力度および斜材引張応力度の制限値である。斜材交換時に対する検討は橋りょう委員会で示された保守点検時の課題であり、斜材が1本除去された構造系に対しても主桁コンクリート縁引張応力度が、施工時の制限値と同等値を超えないように定めた。また、斜材引張応力度の使用限界状態における制限値は、初めての

鉄道橋への採用、風などの影響でケーブルが振動することにより発生する定着具近傍の局部的な曲げ引張応力の解析が困難との判断から、インナーケーブルとは異なる $0.4 f_{pud}$ におさえることとした。

3.2 主桁の設計

主桁の設計については中央径間長の長い南橋梁について述べる。

主桁の負の曲げモーメントは、中央橋脚(P3)付近断面で最大値が発生する。クリティカルとなる限界状態は終局時であるが、斜材交換時においても制限値に近い応力度が発生する。交換時の上縁曲げ縁引張応力度(-20.9 kgf/cm^2)は徐行運転(複線・衝撃無視)を条件として制限値(-21.6 kgf/cm^2)を満たすことができる。通常の使用状態においてはほぼフルプレストレスとなっている。

正の曲げモーメントに対しては使用限界状態で補強量が決定する。使用限界状態における縁引張応力度制限値は 12 kgf/cm^2 としているが、斜材交換時の余裕を考えて、目標を 0 kgf/cm^2 (フルプレストレス)として設計を行った。斜材交換時(複線・衝撃無視)の曲げ縁引張応力度は使用限界状態(複線活荷重 $+0.75 i$)に比べて -8 kgf/cm^2 程度増加する。また、たわみの検討は、衝撃係数を考慮した場合においても制限値を満足している。

3.3 斜材の設計

斜材の設計も主桁と同様、南橋梁について述べる。

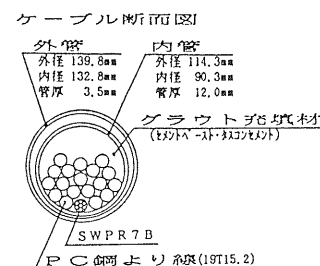
斜材の張力は、架設中に柱頭部断面下縁で大きな引張応力が発生しないように、また使用限界状態における制限値をオーバーしないように選定した。他の状態における張力は制限値に対して余裕がある。表-2に斜材の使用限界状態応力度を示す。

表-2 斜材の使用限界状態応力度

	A. 永久荷重	B. 使用限界	B/制限値
S15	62.7	73.0	0.96
S16	62.8	73.7	0.97
S17	63.0	74.4	0.98
S18	63.3	75.0	0.99
S19	62.7	74.7	0.98
S20	63.6	75.6	0.99
S21	64.0	75.9	1.00

制限値 76 kgf/mm^2 ($0.4 f_{pud}$)

疲労限界状態の斜材設計変動応力は $2.4 \sim 5.1 \text{ kgf/mm}^2$ で、通常の斜張橋に比較し $1/3$ 程度である。斜材交換時は、斜材が1本撤去された場合でも他の斜材へはそれほど大きな影響はなく、斜材交換時の制限値に対しては余裕がある。



4. 貫通固定システム

主塔頂部斜材配置は、構造特性、経済性及び景観等総合的に評価し貫通固定方式によるファン型を採用することになった。

そこで主塔部を貫通して連続する斜材を主塔に固定する方法として図-4に示すような貫通固定システムを新しく

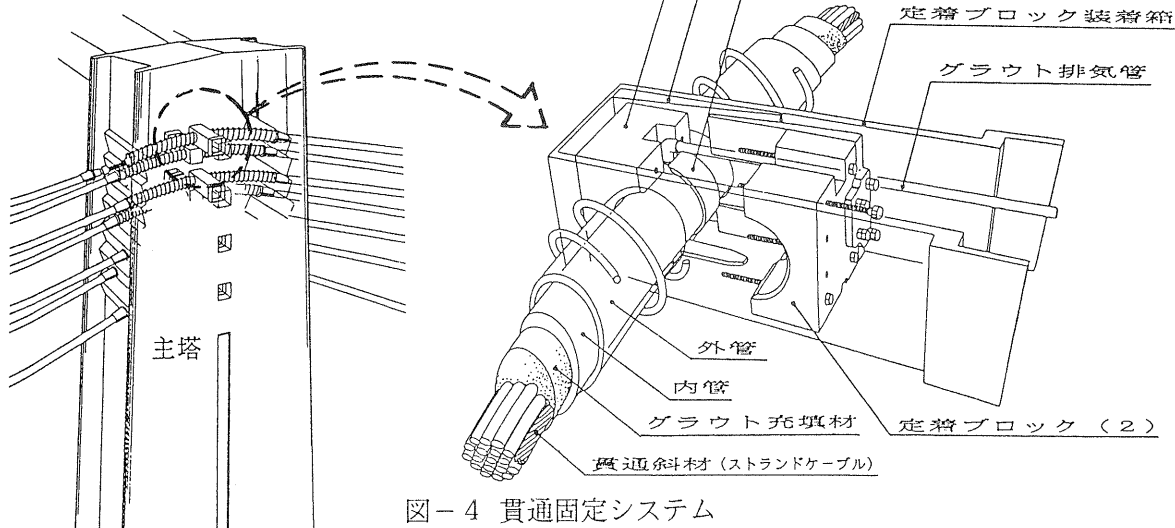


図-4 貫通固定システム

開発した。貫通固定部の開発にあたっては、次の事項を基本とした。

- ①斜材の試験張力差目標値75tf(地震時50tfの1.5倍)に対して、主塔部で斜材を確実に固定できること。
- ②万一のとき斜材を取り替える必要が生じた場合、斜材の交換が可能な構造であること。
- ③斜材を塔頂部に集中して集めることが可能な構造であること。低い主塔で一般的に使用されている定着具を用いると、効果的な偏心量が得られなくなる。また、主塔の高さは、景観及び経済性等を考慮してできる限り低くする必要がある。

4.1 システムの概要

貫通固定システムは斜材の取替えを考慮して2重管構造であり、主塔本体に埋め込む外管、貫通斜材(ストランドケーブル)を保護し充填グラウト材により一体となる内管(せん断キー付)及び両管の間の滑動をおさえる定着ブロック構造体(定着ブロック、調整支圧版、定着ブロック装着箱)の3部材で構成されている。また、斜材の配置を上下段で千鳥状にずらすことで、主塔に埋込まれた外管から内管を脱着するときに下段の斜材が障害にならぬようにした。

写真-2は内管・突起と定着ブロック(1)の組立状況である。

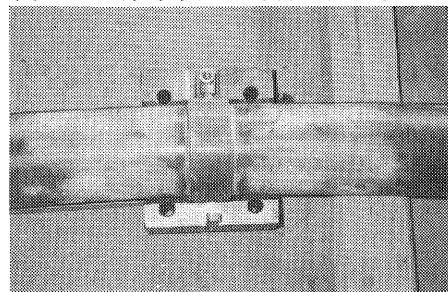


写真-2 内管・突起と定着ブロック(1)

4.2 張力差伝達機構

斜材の張力差は、充填グラウト材により斜材ストランドケーブルから内管に伝達され、さらに内管と外管の摩擦、あるいは内管に取り付けた突起(せん断キー)及び定着ブロックを介して主塔に伝えられる。図-5は張力差伝達機構である。

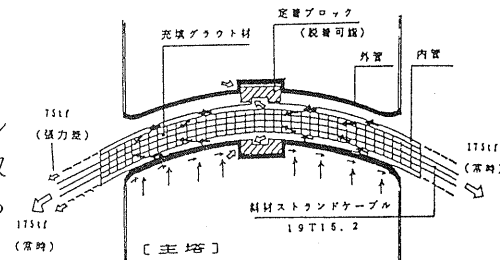


図-5 張力差伝達機構

5. 機能検証試験

初めて採用する貫通固定システムの機能と施工性を検証するために実物大のモデルで実施した。写真-3は試験体全景、図-6は試験フロー図である。

5.1 試験確認事項

- ①グラウト材の選定と性状確認
- ②摩擦係数等摩擦特性の把握
- ③張力差伝達機能の確認
- ④耐荷力の確認
- ⑤施工性の確認

5.2 グラウト試験

グラウト材料としては3種類の充填材系列(セメントペースト系、ポリマーセメント系、高分子材料)より貫通固定部のグラウト材料に要求される特性や経済性を満足するものを基礎試験と付着力試験により選定した。試験の結果、充填材は付着力が最も期待でき、充填性もよいセメントペースト(タスコンセメント)とした。写真-4は内管切断状況である。

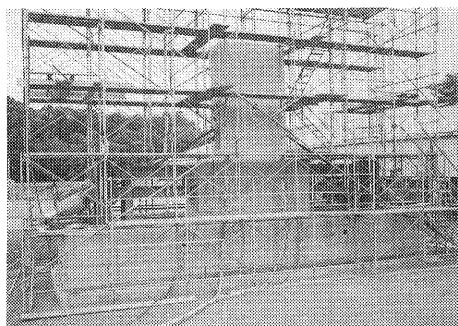


写真-3 試験体全景

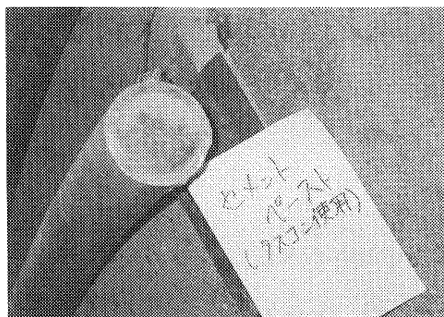


写真-4 内管切断状況

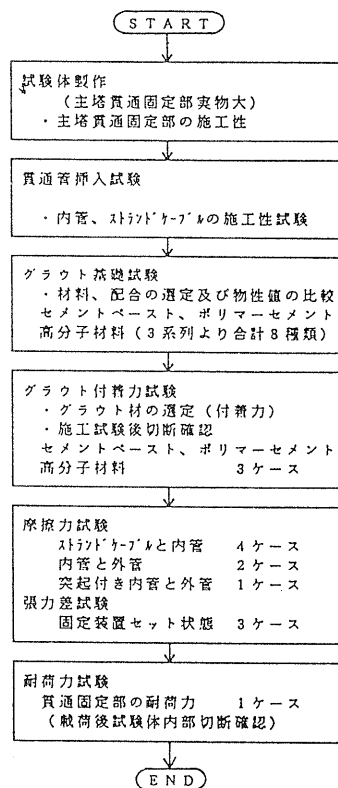


図-6 試験フロー図

5.3 摩擦力試験

摩擦力試験は鋼より線～内管及び内管～外管の摩擦係数を測定し、摩擦力のみで斜材に生じる張力差を確保できるかどうかを確認した。斜材には地震時の1.5倍の張力差 75tfを作用させた。

表－3は摩擦係数と張力差の試験結果である。

5.4 張力差試験

斜材に発生する張力差は、グラウト材の付着力、摩擦力及び内管突起・定着ブロックにより主塔に伝達される。この伝達機能を試験により確認した。斜材には活荷重相当繰り返し荷重(25tf)及び地震時の1.5倍の張力差75tfを作用させた。また、定着ブロック構造の耐荷力を確認するため最大 100tfの張力差まで載荷した。図－7は張力差試験載荷図、図－8は内管ひずみ分布図(最大張力差)である。図－7より 231tfまでは鋼より線～内管の力の伝達はグラウトの付着力により円滑に行われている。また、張力差の増加に伴い231tf～241tfの間で摩擦力が切れ、管の中央部にある内管突起及び定着ブロック等を介して主塔に張力差が確実に伝達されている。

5.5 試験結果のまとめ

(1)グラウト充填材は、基礎試験及び付着力試験の結果及び経済性等を総合的に判断し、タスコンセメントによるセメントペースト(w/c=35%)を採用した。

(2)摩擦力及び張力差試験で、摩擦力により取り得る張力差は、鋼より線～内管間の摩擦力のみでは10tf程度であり、使用時の張力差(25tf)より小さく、張力差を確保するためにはグラウト充填等の対策が必要である。一方内管～外管の摩擦力は使用時の張力差は確保できるが、目標の張力差(75tf)確保できなく、何らかのすべり止め対策が必要である。

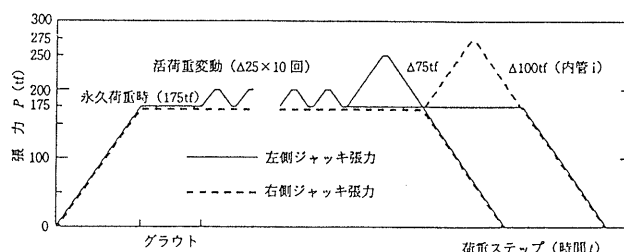
内管内にグラウトを充填した場合、張力差はグラウトの付着力により円滑に伝達されることが確認できた。

また、定着ブロックを装着することにより、内管～外管間の摩擦力以上の張力差が作用しても、張力差は内管、外管、定着ブロック、支圧板により主塔に確実に伝達されることを確認した。

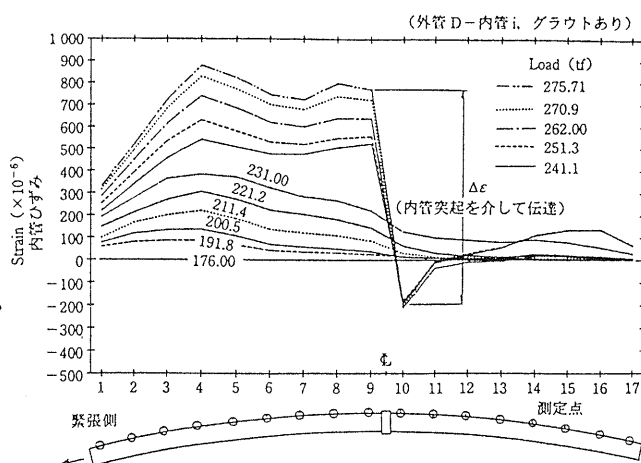
(3)耐荷力試験、施工性試験では特に問題はなかった。

表－3 摩擦係数と張力差

曲げ角度		大	小
摩擦係数	鋼より線～内管	0.14～0.19	0.12
	内管～外管	0.38～0.42	0.42～0.62
張力差	鋼より線～内管	20～31tf	10tf
	内管～外管	54～70tf	41～52tf



図－7 張力差試験載荷図



図－8 内管ひずみ分布図(最大張力差)

6. おわりに

屋代南・北橋梁は早期の完成を目指して鋭意施工中である。本稿において、屋代南・北橋梁で採用した新しいタイプのPC斜張橋の概要及び主塔部斜材の固定方法として新しく開発した脱着可能な「貫通固定システム」の概要・試験等について述べた。今後、この種の構造形式を計画する上で参考となれば幸いである。

最後に、当橋梁の計画・設計に際し多大なご指導、ご助言を賜った北陸新幹線(軽井沢・長野間)橋りょう委員会(委員長：松本嘉司東京理科大学教授)の委員及び橋りょう委員会のメンバーでもあり、この貫通固定システムの開発と試験の評価に関して特別にご指導を賜った三木千壽東京工業大学教授並びに関係者各位に感謝の意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 宮崎修輔 森藤眞治 野永健二：桁剛性を高めた新しいタイプのP C斜張橋における斜材の主塔部貫通固定新システム，土木学会第49回年次学術講演会 平成6年9月
- 2) 宮崎修輔 古賀 学 佐原圭介 前田晴人 渡辺 淳：桁剛性を高めた新しいタイプのP C斜張橋における主塔貫通固定構造の実物大試験，土木学会第49回年次学術講演会 平成6年9月
- 3) 宮崎修輔 森藤眞治 古賀 学 前田晴人 野永健二：北陸新幹線，屋代南・屋代北橋梁の斜材主塔部固定構造（貫通固定方式）の実物大試験について，プレストレストコンクリート Vol. 36, No.5, 1994
- 4) 宮崎修輔 森藤眞治 萩原秀樹 前田晴人 野永健二：北陸新幹線，屋代南・屋代北橋梁における斜材の主塔部貫通固定システムの開発と試験，第4回P Cシンポジウム 1994 10月
- 5) 宮崎修輔 森藤眞治 湯山和利 古賀 学 小宮正久：北陸新幹線，屋代南・屋代北橋梁の計画と設計，第4回P Cシンポジウム 1994 10月
- 6) 社団法人 日本鉄道技術協会：北陸新幹線（軽井沢・長野間）橋りょう委員会（長大橋りょう構造に関する調査・研究），平成5年3月

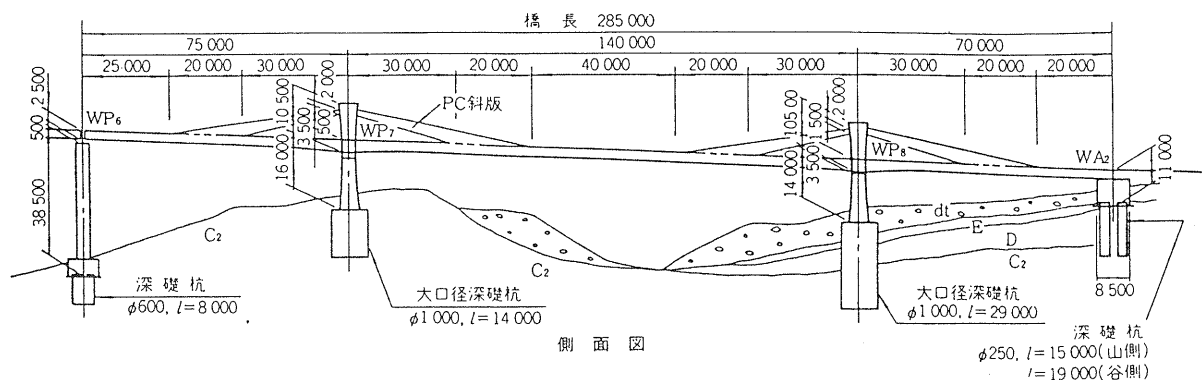
3. 奥山橋の設計

阪神高速道路公団 前川 義男・幸左 賢二

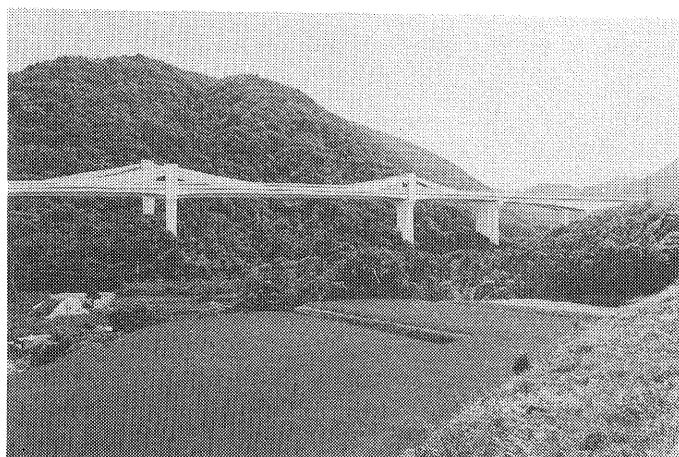
1. まえがき

阪神高速道路北神戸線は、第二神明道路の伊川谷から中国縦貫道路（西宮市山口町）までの32.3kmの路線である。このうち、本報告の奥山橋の位置する唐櫃地区は地形が比較的急峻で水晶山橋などの長大橋梁や唐櫃トンネルなどの長大トンネルの連続する区間である。橋梁形式は支間長や曲線等の諸条件による基本構造特性や施工性を考慮して比較検討を行った結果、写真－1の完成予想図、図－1の橋梁一般図を示すように、PC斜版橋が採用された。

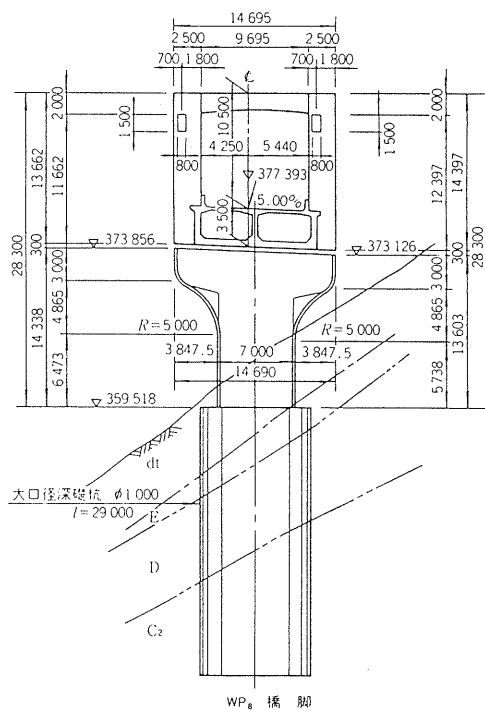
斜版橋は通常の箱桁橋に対し斜材をコンクリートで被覆したPC部材を有する構造である。斜材を有することから、斜張橋の特殊形式とも考えられ、主桁高を低くすることが可能である。また、斜材をコンクリートで被覆することにより、1) 斜材が腐食から防護でき、風に対する防振効果を有する、2) ケーブルの応力変動が小さいため疲労問題が少ない、3) 全体剛性が増すことから変形量が小さくなり安定性を増す、などの長所を持っている。このような長所にもかかわらず、世界的にみても数例しか施工実績がないことから斜版橋についての明確な設計および解析手法は確立されていないと考えられる。そこで、まず橋長150m(2@75m)の2径間連続橋をモデル化し、必要鋼材量をパラメーターとして斜版取付位置、斜版取付長、及び主塔高に検討を加え最適形状を決定した。次に、橋長285m(75+140+70m)の3径間連続橋について施工検討および構造解析を行った。また、斜版－主塔結合部に着目した終局耐力確認のための実験を実施している。本報告は、以上のPC斜版橋の検討および設計の概要についてまとめたものである。



図－1 橋梁一般図



写真－1 完成予想図



図－2 橋梁断面図

2. PC斜版橋の構造特性

PC斜版橋の構造特性を把握するために、斜版橋、大偏心外ケーブル橋、斜張橋の3形式の橋梁について、応力状態等を検討した結果を表-1に示す。表より、主桁のたわみ量については斜版橋、大偏心外ケーブル橋、斜張橋の順に大きくなり、斜材の応力変動についても 2.2kgf/mm^2 、 4.7kgf/mm^2 、 11.6kgf/mm^2 となっており、斜版橋は全体剛性が大きいことにより応力変動およびたわみ量が小さく、構造的に優れている。

3. 最適形状の検討

3-1. 斜版取付位置

橋長 150m ($2 \times 75\text{m}$)の等径間モデルについて形状検討を実施した。検討モデルにおいて、架設方法は張出工法が一般的であることから完成形と架設張出し時2ケース(斜版取付点までの張出しおよび斜材緊張後側径間までの張出し)の3ケースについて解析を実施した。主塔高(H)および斜版取付長(B)については標準的な 15m および 25m と仮定し、主塔から斜版取付位置(l)を $20, 30, 40\text{m}$ のそれぞれについて計算した。

斜版形状検討モデルおよび最も支配的となる死荷重作用時の主桁曲げモーメントを図-3に、完成形と架設張出し時の発生断面力を全てPC鋼材で対処した場合の必要鋼材量を図-4に示す。曲げモーメント図から l が小さいほど、中間支点曲げモーメントの絶対値は小さい。その反面、斜版取付位置から桁端部までのモーメントは大きくなる事がわかる。さらに、 l が小さい場合は側径間張出し時の断面力が大きくなる。合計必要PC鋼材量(架設時および完成時)は $l=30\text{m}$ とした場合が斜材の鋼材量を含めても最も少なく適当であると考えられる。

表-1 構造比較表

	側面図(単位 mm)	応力状態
PC斜版橋		斜材応力変動 2.2kgf/mm^2 活荷重による主桁応力度(中央径間部) 20.1kgf/cm^2 -24.9kgf/cm^2 活荷重時主桁変位 48mm
大偏心PC外ケーブル橋		斜材応力変動 4.7kgf/mm^2 活荷重による主桁応力度(中央径間部) 34.9kgf/cm^2 活荷重時主桁変位 74mm
PC斜張橋		斜材応力変動 11.6kgf/mm^2 活荷重による主桁応力度(中央径間部) 43.2kgf/cm^2 活荷重時主桁変位 107mm

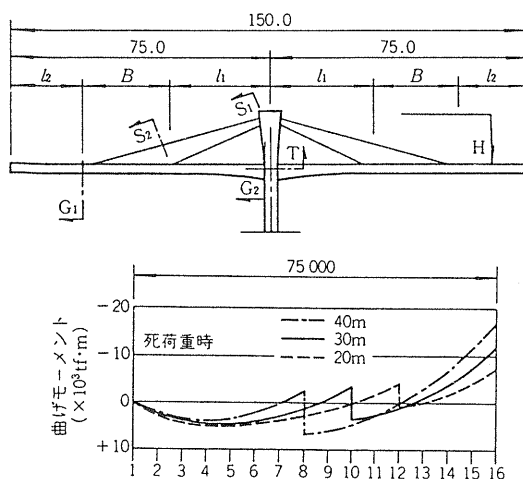


図-3 形状モデル、主桁曲げモーメント

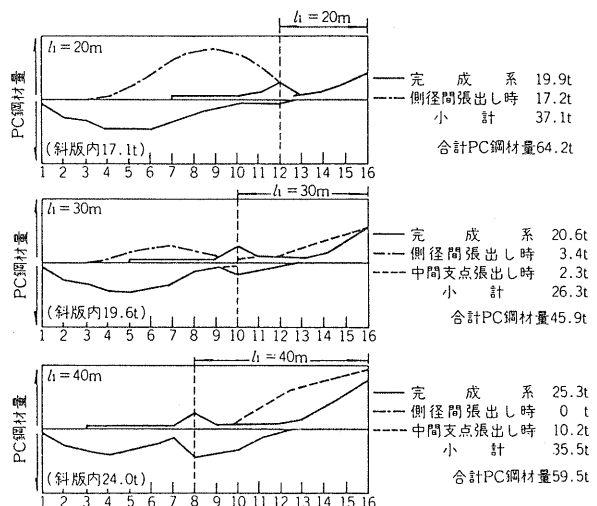


図-4 必要PC鋼材量

3-2. 全体形状

同様の手法により、主塔高($H=20, 15, 10\text{m}$)、斜版取付長($B=35, 25, 15\text{m}$)をパラメータとした場合の必要鋼材量を図-5に示す。主塔高(H)が高いと主桁断面力は小さくなるが、斜材断面力は増大する。このため合計必要PC鋼材量については明確な差異は表れない。しかしながら、主塔及び斜版コンクリート量を軽減できることから主塔高については低いことが望ましく、 $H=10\sim 15\text{m}$ 程度が適当であると考えられる。次に、斜版取付長(B)は取付長が短いほど側径間張出架設時の断面力が増す。また、取付長が長くなると自重が大きくなり斜版断面力が増す。その結果、合計必要PC鋼材量については顕著な差異は表れなかった。この場合も主塔と同様に、コンクリート量を軽減できることから $B=20\sim 25\text{m}$ が適当と考えられる。以上の事から最適形状としては、斜版取付位置(l) $=30\text{m}$ 、主塔高(H) $=10\sim 15\text{m}$ 、斜版取付長(B) $=20\sim 25\text{m}$ と考えられる。

4. 上部工の設計

4-1. 架設計画

主桁の施工は移動作業車による張出架設となることから、斜版コンクリート打設時期について検討した。すなわち、図-6に示すように主桁閉合先行案(主桁閉合後斜版コンクリートを打設する方法)と斜版打設先行案(斜版コンクリート打設後も主桁を張出架設する方法)とを比較した。なお、架設時の鋼材許容応力値は $0.6\sigma_{pu}$ とした。

図-7に架設段階毎の斜版発生軸力を示すが、斜版打設先行案の発生軸力は斜版打設後の主桁張出に伴う断面力が大きくなるために主桁閉合先行案に比べて必要鋼材量が増す。さらに、斜版打設後のたわみ調整が困難であることから主桁閉合先行案を採用した。図-8に架設工程図を示すが、全体工程は約22ヶ月となる。

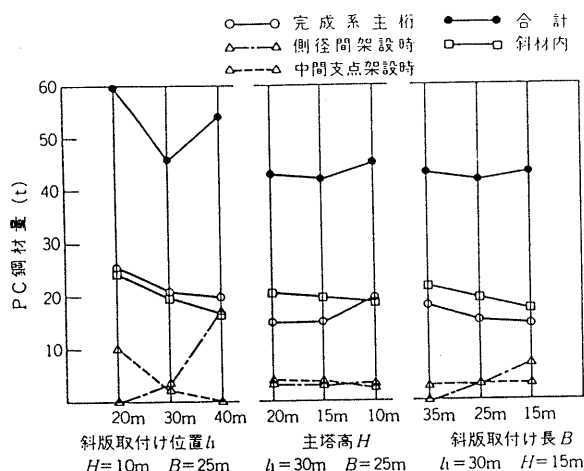


図-5 鋼材量一覧図

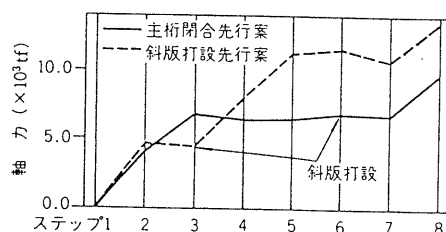
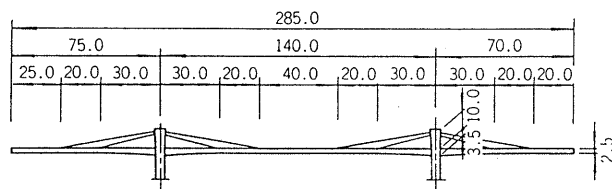
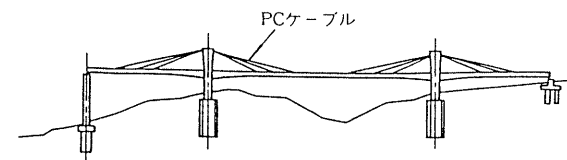


図-7 斜材発生軸力



(a) 主桁閉合先行案



(b) 斜版打設先行案

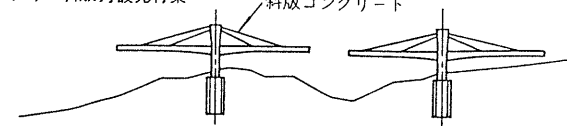


図-6 架設計画図

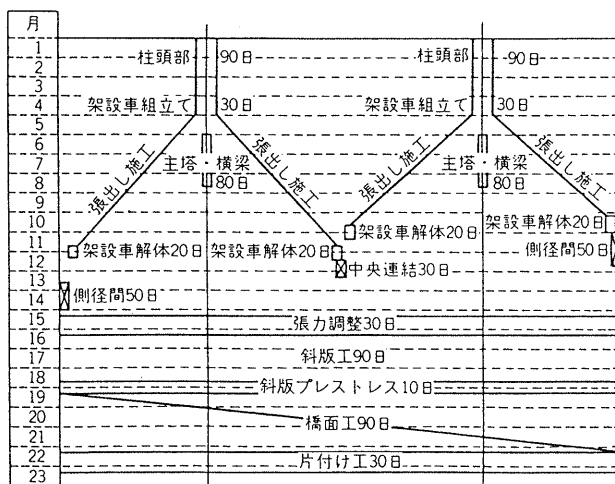


図-8 架設工程図

4-2. 主桁

橋長285m (75+140+70m) の3径間連続橋について断面力を照査した。なお、主塔高、斜版取付長および斜版取付位置は、それらをパラメータとした最適形状検討結果より、主塔高は10m、斜版取付位置は30m、斜版取付長20mとした。また、架設方法は図-6に示す中央閉合先行案とし、解析モデルを図-9に、橋軸方向解析により得られた断面力を図-10に示す。主桁高は中間支点部で3.5m、側径間部2.5mとなり、通常の箱桁橋での中間支点部高8.0mに比べて大幅に桁高を減少することができた。また、中間支点上における曲げモーメントは死荷重時において約10,000 tf.m 程度となる。しかしながら、斜版のトラス効果および斜材張力による軸力が約7,000tf 作用し、37 kgf/cm²程度の圧縮応力が働く。したがって、曲げによる引張応力-60kgf/cm²に対して60%程度が軸力により相殺できる。中央径間部では曲げモーメントが約5,000tf.mと比較的小さいが、圧縮軸力が作用しないため、必要鋼材量が比較的多くなる。クリープによる2次力について主桁の中間支点部に着目すると、広幅員のWP 7 支点側は弾性計算では断面力が大きい、その後のクリープにより他支点と同様な断面力に変化する。この時のクリープによる断面力はWP 6 からほぼ直線的な増加を示していることから、斜材張力の影響は殆どなく、むしろ端支点反力の増加による影響と考えられる。主桁の応力状況を図-11に示す。

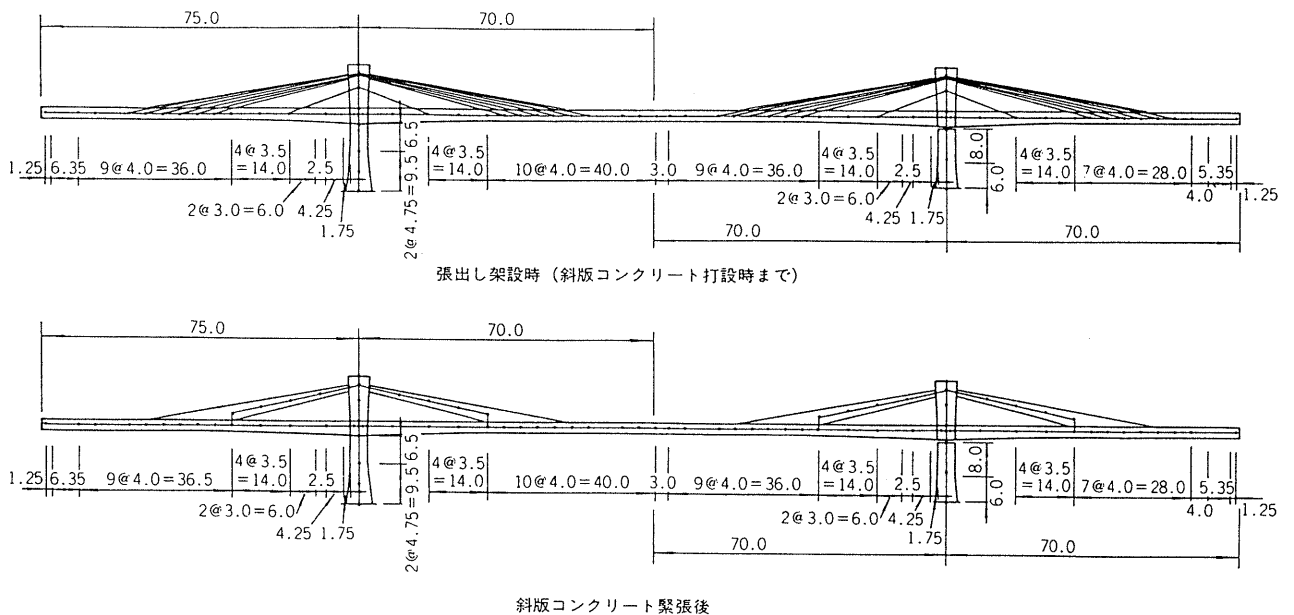


図-9 構造計算モデル

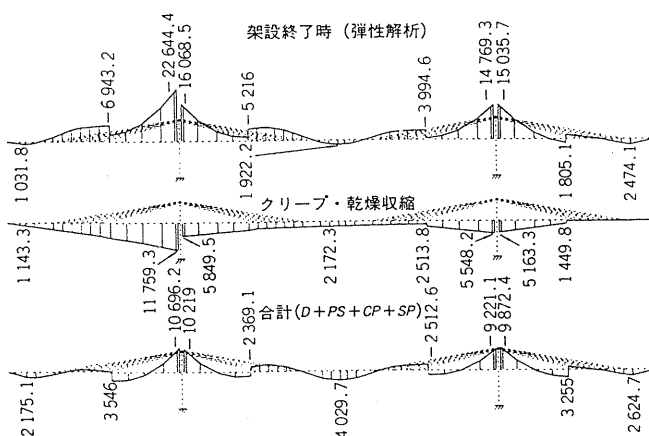


図-10 主桁曲げモーメント(tf.m)

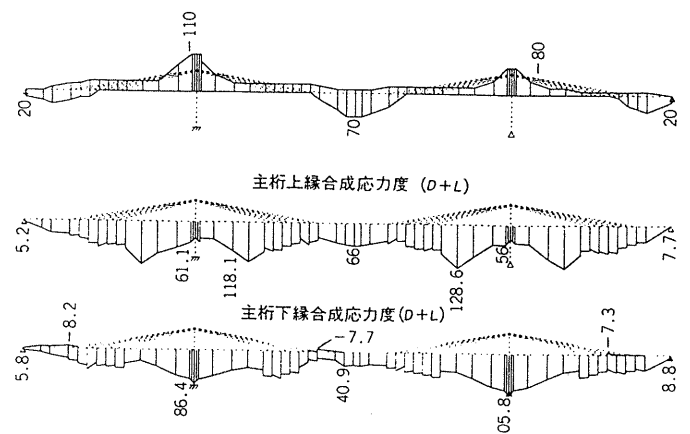


図-11 主桁応力度(kgf/cm²)

4-3. 斜版

橋軸方向での斜版曲げモーメントを図-12に示すが、断面力は主塔結合部が主桁結合部に比べて大きい値となる。さらに、主塔側部材断面(150×80cm)は主桁側部材断面(350×50cm)に比べて小さいことから、作用応力度が大きくなり構造上留意すべき断面となる。この主塔部応力度を図-12に示すが、活荷重時の軸力によるコンクリートの引張応力度は30kgf/cm²であり、これから計算されるケーブルの応力変動は2kgf/mm²となる。

斜材ケーブルは斜版コンクリート打設後の設計荷重に対して720T型ケーブル(27S15.2)が4本必要となる。終局荷重時の軸力-曲げモーメント関係曲線を図-14に示すが、主塔-斜版結合部は、死荷重および活荷重の増加に伴う軸引張力および曲げモーメントの増加により、2.5(D+L)で破壊に至ると判断されるが、終局照査耐力1.7(D+L)に比べても十分に余裕がある。斜版主塔結合部の断面力および応力度を表-2に示す。

4-4. 主塔

平面的に、曲線形状の主桁に直線形状の斜版を取り付けると、主桁にデッドスペースが生じる。このスペースを最小とするために、斜版の主桁結合位置を主塔中心から偏心させて取り付けた。その場合には斜版の偏心結合により、主塔に横方向の断面力が作用する。以上の斜材偏心配置を考慮した結果、主塔基部断面は4.0m×2.5mとなった。

5. 斜版主塔結合部耐力確認実験

斜版主塔結合部耐力は図-14に示されるように、主に軸引張力により支配されるが、軸引張力作用下の部材挙動に着目した実験は非常に少ない。そこで、軸引張力-曲げモーメント作用下の耐荷性状と変形挙動を実験的に検討した。図-15および写真-2に実験供試体、表-3に実験要因組み合わせを示す。図-16に実験および解析の軸力-モーメント関係曲線を示すが、材料の応力-ひずみ特性を考慮して求めたN-M関係の解析値は、低軸力および高軸力タイプの実験値と比較的良好一致を示しており、十分な終局時耐力を有していることが分かる。

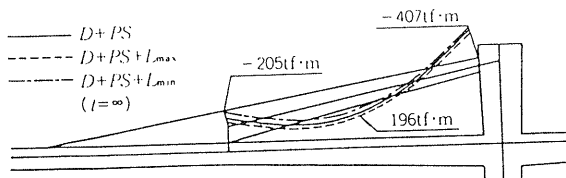


図-12 斜版曲げモーメント(tf・m)

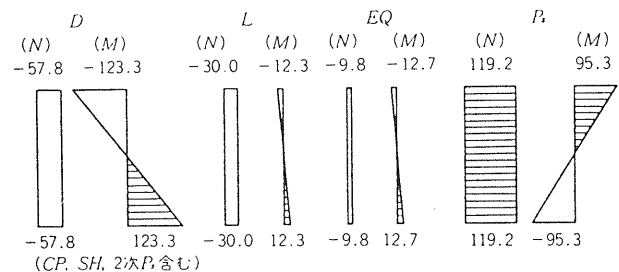


図-13 斜版-主塔結合部応力度(kgf/cm²)

表-2 斜版主塔結合部断面力

		主塔結合部			応力度(kgf/cm ²)	
		M(tf·m)	N(tf)	S(tf)	上縁	下縁
自重	D	-190.0	242.7	45.3	131.0	67.0
プレ2次	PS	-121.0	329.1	12.6	146.7	36.8
クリープ	CP	-51.5	11.5	2.7	196.4	40.1
乾燥収縮	SH	-7.2	109.9	2.1	202.9	17.1
小計		-369.7	693.2	62.9	33.5	89.3
活荷重	M _{max}	9.2	193.8	-2.7	-13.1	-19.2
	M _{min}	-37.0	133.2	3.3	-23.4	1.2
	N _{max}	-16.7	360.3	-1.1	-35.6	-24.5
	N _{min}	-3.0	-47.3	0.8	2.9	5.0
設計荷重時	D+L _{max}	-360.5	1053.6	59.9	36.4	94.3
	D+L _{min}	-406.7	645.9	65.9	-2.1	64.9

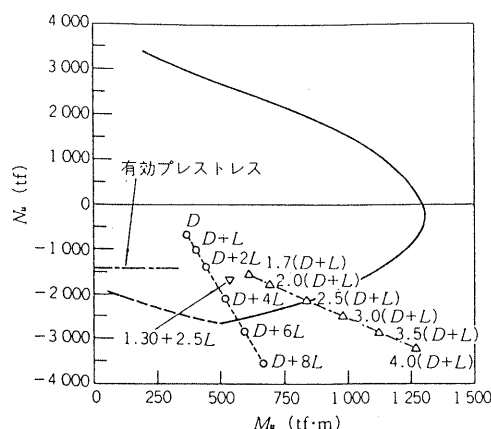


図-14 軸力-曲げモーメント関係図

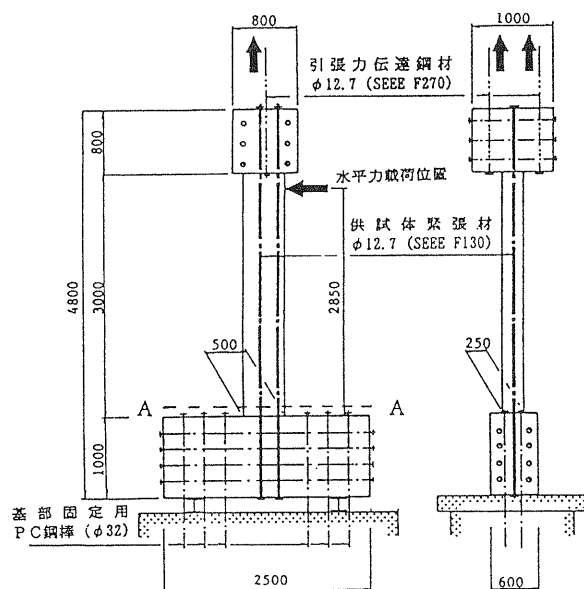


図-15 実験供試体形状図

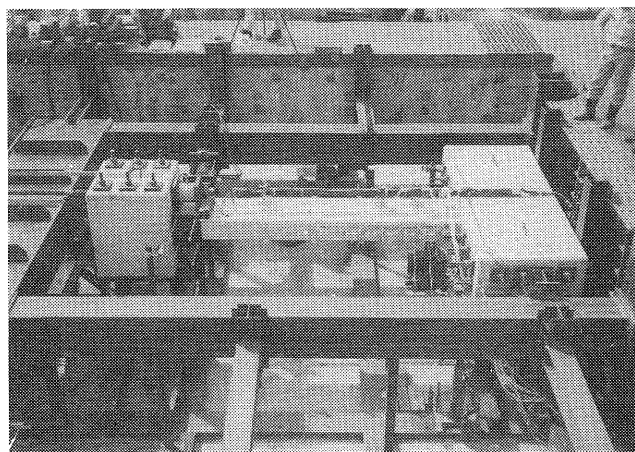


写真-2 実験供試体

表-3 実験要因組合せ

供試体No	荷重 タイプ	P C鋼材	せん断補強		
			補強方法	スラップ	軸方向鉄筋
No. 1	低軸力	2-F130T	最小せん断補強	010 φ200mm	4本-010
No. 2	低軸力	2-F130T	せん断補強のみ	010 φ150mm	6本-010
No. 3	高軸力	2-F130T	現行設計	010 φ100mm	10本-010
No. 4	軸力のみ	2-F130T	"	010 φ100mm	10本-010
No. 5	低軸力	2-F130T	"	010 φ100mm	10本-010

(注1) 高軸力タイプとはD+αLに相当する荷重組合せを示す。
 (注2) 低軸力タイプとはB(D+L)に相当する荷重組合せを示す。
 (注3) 軸力のみとは外力として引張力のみを加えた場合を示す。
 (注4) せん断補強の現行設計とは、ねじりとせん断に対する鉄筋量を配置した場合である。

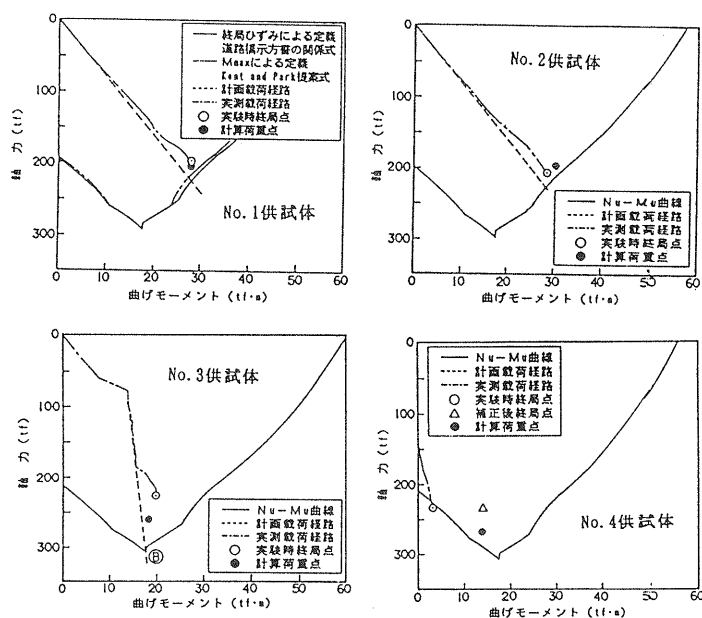


図-16 N-M相関曲線図

6. あとがき

P C斜版橋の施工例として国外ではスイスのガンター橋があり、国内においてはJ R東北本線名取川橋梁が建設中である。本橋は現在下部工を施工中であり、順次上部工の施工へと工事を進める予定である。最後に、本橋の設計についてご指導いただいた「阪神高速道路技術審議会コンクリート分科会」（藤井学主査）の委員の方々に謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 石橋, 大庭, 竹内: P C斜版橋の計画と設計-東北本線「名取川橋梁」, 橋梁(1989, 7)
- 2) 岩永, 幸左, 郡, 若狭: 奥山橋の設計概要, 橋梁と基礎(1994, 11)

4. 名取川橋梁の計画と設計

東日本旅客鉄道㈱ 東京工事事務所 次長 石橋 忠良
東日本旅客鉄道㈱ 建設工事部 係長 大庭 光商

はじめに

名取川は仙台市内を流れる都市河川で、昭和57年から河川改修が進められている。

東北本線・名取川橋梁は、南仙台・長町間に位置し、現橋梁は上下線とも大正年代に建設された下路トラス橋8連で、今回河川改修にともない別線施工にて橋梁改築を行うこととなった(図-1)。

このため、種々の構造形式を検討の結果、PCトラスの一種ともいえる2径間連続PC斜版橋を計画した。

本稿では、PC斜版橋の計画と設計概要等について報告する。

1. 構造形式の検討

本橋の計画上、スパン割りは近接する東北新幹線、および下流側の道路橋の橋脚位置を基準とし決定すること、南仙台駅構内が近いことからレールレベルの扛上は最小限とすること、また車窓からの眺望を確保可能な桁高とすることが主な制約条件となった。

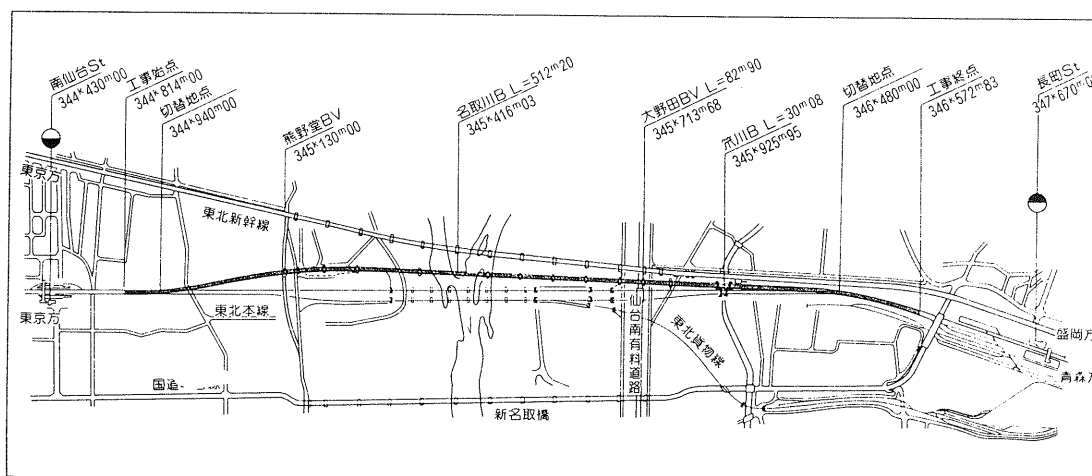


図-1 位置図

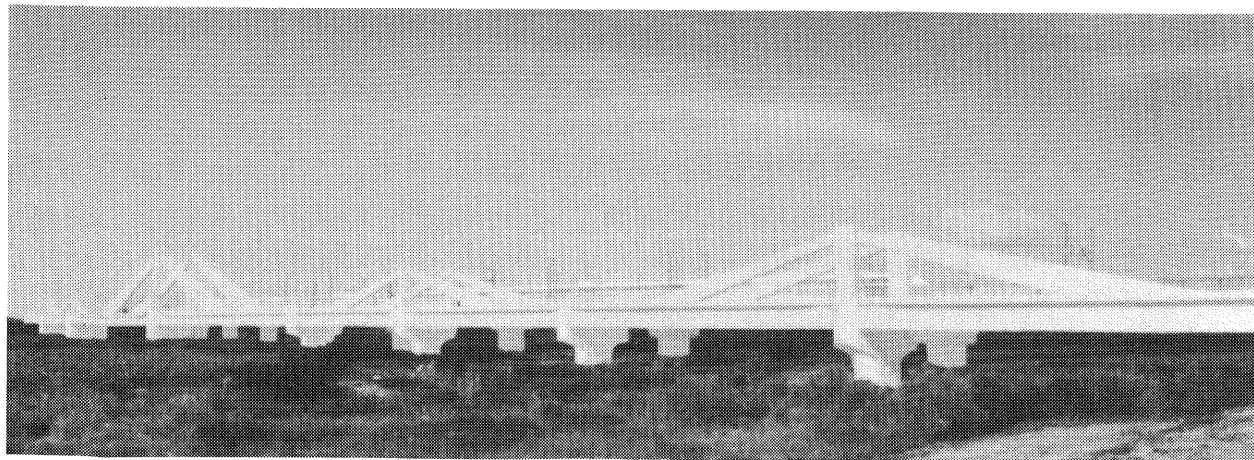
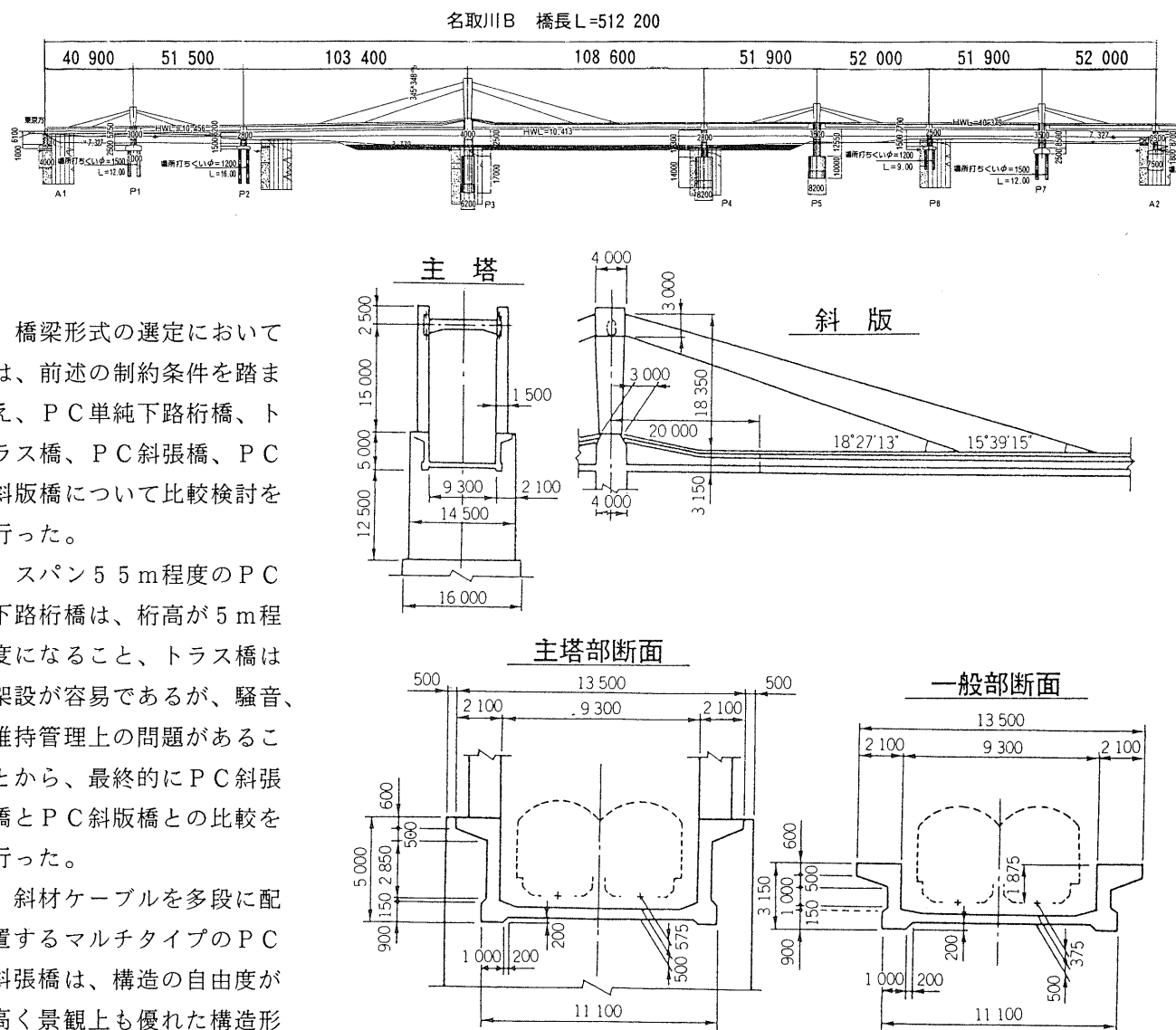


写真-1 完成図



図－2 構造一般図

表－1 主要工事数量

	種 別	仕 様	単 位	数 量	備 考
主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=450\text{kgf/cm}^2$	m ³	2,600	P2～P3～P4
		$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	m ³	3,200	A1～P1～P2,P4～P5～P6,P6～P7～A2
	鉄 筋	SD345	t	620	
	P C 鋼 材	SWPR7B他	t	200	
斜 版	コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	m ³	1,000	
	鉄 筋	SD345	t	100	
	P C 鋼 材	SWPR7B他	t	220	
主 塔	コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	m ³	560	
	鉄 筋	SD345	t	50	
橋 脚	コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	m ³	480	主桁との剛結部(P3=450kgf/cm ² 含む)
		$\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$	m ³	2,100	
	鉄 筋	SD345	t	290	
基 礎	コンクリート	$\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$	m ³	240	ケーソン頂版
		$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$	m ³	2,300	フーチング、ケーソン側壁等
		$\sigma_{ck}=130\text{kgf/cm}^2$	m ³	300	ケーソン中埋め
	鉄 筋	SD345	t	250	
杭	場所打ちくい	$\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$	m ³	400	$\phi=1.2\text{m}\sim 1.5\text{m}$ 呼び強度300kgf/cm ²

一般に斜張橋における斜材ケーブルの許容引張応力度 (σ_{ps}) は、 $0.4 \sigma_{pu}$ (σ_{pu} : 引張強度) 程度である。

斜材をコンクリートで被覆し、PC部材とする斜版橋では、鋼材の応力変動幅を小さくできるため、疲労の問題が解決できる。これによりケーブルの許容引張応力度は、通常のPC部材と同様に $0.7 \sigma_{pu}$ と高く設定することが可能となる。また、斜張橋のような特別な斜材定着具、外套管も不要となることから、建設工事費に占める割合の大きい斜材コストを低減でき、同スパンのPC下路桁橋と比較しても同等の経済性を有する。

以上により、中間支点を橋脚と剛結した2径間連続のPC斜版橋を採用することとした。

2. 構造概要

2. 1 下部工

架橋地点の地質は、玉石混じりの砂礫層を主体とし、表層部が第四紀沖積世の砂礫層で、-2m以深は第四紀洪積世で、マトリックスに粘性土を多く混入する。N値はほとんどが30以上を示す密に締まった地盤で最大粒径は200mm程度である。

基礎形式は、橋脚フーチングの根入れが深くなる低水路部についてケーソン基礎を採用し、その他については場所打ち杭（オールケーシング工法）とした。また、橋脚は全体的に曲線を取り入れた壁式橋脚とし景觀に配慮している。

2. 2 上部工

本橋の構造諸元を図-2に、主要工事数量を表-1に示す。橋梁延長512.0mのうち低水路部(P2~P4)については、経済性を考慮するとケーソン基礎を少なくした方が有利となるために、スパンを102.8m~108.0mと長くし、その他についてはスパンを40.4m~51.6mとした。

主桁はスラブ厚50cmの下路桁形式を採用し、上フランジ上面は列車の窓下以下に制限したことから一般部での桁高は3.15mとなった（桁高スパン比： $h/\ell=1/34$ ）。P2~P4部の橋桁の斜版厚は70cm、斜版取付け幅は20m、それ以外の橋桁については斜版厚60cm、斜版取付け幅は10mとした。これらは、主にPC鋼材の配置、および景觀等を考慮して決定した。

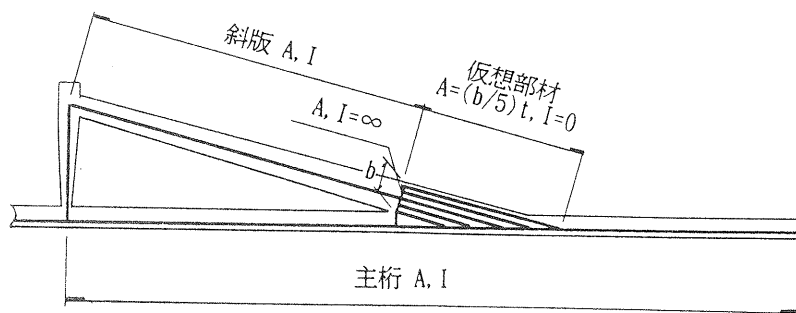


図-3 構造解析モデル

3. 構造解析モデル

斜版橋の特長としては、主桁を吊上げる大きな剛性を有する斜版にある。

一般に、断面力の解析では、梁部材を線材として評価し解析を行っているが、斜版橋の場合、主桁と斜版との取付け幅が大きいために線部材として解析するための適切なモデル化が必要となる。このため、本橋では2次元FEM解析と各種の平面骨組モデルによる解析との比較を行い、適切な平面骨組モデルを選定することとした。

検討の結果、斜版取付け部の軸変形を適切に評価し、主桁自重載荷時、および斜版プレストレス導入時においても対応の良好な仮想部材を考慮した図-3のモデルを採用した。

4. 設計概要

4. 1 設計条件

本橋の設計条件を表－2に示す。

本橋は基本的にP R C (Prestressed Reinforced Concrete)構造として設計した¹⁾。しかしながら長大連続桁であることから、その重要性を考慮しコンクリートの応力度の制限値を決定した(表－3)。

(1) 主桁

主桁の橋軸方向は、永久荷重作用時に断面がフルプレストレスとなるようにしている。また、橋軸直角方向(床版)については、下路桁でありスラブの構造上の重要性を考慮した場合、設計荷重作用時に橋軸、直角の2方向にひびわれを許容するのは好ましくない。このため、設計荷重作用時にも橋軸直角方向にはひびわれが発生しないように断面の引張応力度をコンクリートの曲げ引張強度以下に制限することとした。

(2) 斜版

斜版のプレストレスは、2回に分けて導入する。斜材1次プレストレスは、主桁コンクリートを打設後に主桁の応力を改善するために斜版コンクリート打設前に張力を導入する。また、斜材2次プレストレスは、斜版コンクリートにプレストレスを導入するため、斜版のコンクリート打設後に緊張するP C鋼材により導入する。

斜版には斜版自重による曲げモーメントと斜版コンクリート打設後の後荷重による大きな軸引張力が作用することになる。特に主塔と斜版の付け根部には、斜版自重による負の曲げモーメントが作用し、設計荷重作用時の斜版応力は軸成分に比べて曲げ成分が卓越する。このため、斜版をP C部材とした場合、緊張材量が多くなり不経済となることから、本橋では斜版についても基本的にP R C構造として設計した。しかしながら、斜版が軸引張部材であることを考慮し、設計荷重作用時の軸引張力を打ち消すだけのプレストレスを導入することとした。

(3) 主塔・橋脚

主塔・橋脚はR C構造として設計した。また、桁の支持方式は、中間支点を橋脚と剛結し端支点を可動とした。可動支承部にはスライド型のゴムシューと橋軸直角方向の地震力を負担する鋼角ストッパーを採用している。なお、温度変化による桁の伸縮に対しては、ゴムのせん断変形で吸収できるように設計した。

4. 2 断面力の算定

設計に用いた荷重組合せと許容応力度を表－4に示す。橋軸方向の構造解析については、橋脚下端を固定とした平面骨組解析を基本とし、各施工段階における構造系、ならびに荷重載荷状態を考慮し行った。また、完成系の橋軸直角方向の設計、および主桁のねじりに対する影響は、3次元骨組解析により算出した。P2～P4橋梁の主桁に作用する完成時の曲げモーメントを図－4に、斜版に作用する曲げモーメントを図－5に示す。また、主塔付け根部における斜版張力の変化を図－6に示す。なお、列車荷重の軸方向引張力による

表－2 設計条件

橋 長	512.0m
軌道形式	スラブ軌道
列車荷重	EA-17
軌道線形	緩和曲線～直線
コンクリート 主 桁 主 塔 斜 版	400kgf/cm ² (450 ") 400kgf/cm ² 400kgf/cm ²
支承種別	ゴム支承
ストッパー	鋼角ストッパー
P C鋼材 主ケーブル 斜版ケーブル 横締ケーブル	12V15 19K15 12V15 12V13
鉄 筋 種 別	SD345
設計水平震度	0.2

()内はP2～P4橋梁

表－3 コンクリート応力度の制限値

圧縮	永久荷重時	0.4f' _{ck}	
引張	永久荷重時	主桁	フルプレストレス
		床桁	0.5f' _{ck} ^{2/3} /1.3
	設 計 荷重時	床桁	0.9f' _{ck} ^{2/3} /1.3
		斜版	軸引張力に対し フルプレストレス
ひび割れ幅			0.05C C:鉄筋かぶり

表－４ 荷重に乗ずる係数と許容値

			施工中の検討	*1終局限界状態の検討			使用限界状態の検討				疲労限界	
			フルスレス 導入時	列車荷重	地震荷重 (橋軸)	地震荷重 (橋軸)	永久荷重時の応力度 ① ②		曲げ ひびわれ	せん断 ひびわれ	たわみの 検討	状態の検討
荷重に乗じる係数	主 荷 重	自 重	1.0	1.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			1.0
		橋 面 荷 重		1.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			1.0
		プレストレス力	1.0	*2 1.0 (有効)	*2 1.0 (有効)	*2 1.0 (有効)	*1 1.0 (有効)	*1 1.0 (有効)	*1 1.0 (有効)			1.0 (有効)
		列 車 荷 重		1.7	[1/2] 1.0	[1/2] 1.0			*2 [1/2] 0.2	1.0		1.0
		衝 撃		1.7					*2 [1/2] 0.2			1.0
	従 荷 重	温度変化の影響						1.0:				
		支点沈下の影響						: 1.0	: 1.0			
		地震の影響			1.5	1.5						
列車荷重に対する地震の影響					[1/2] 1.0	[1/2] 1.5						
照 査 項 目			曲げ応力度 (PC)	曲 げ 耐 力 せ ん 断 耐 力		曲げ応力度 (PC)	曲げ応力度 (PRC)	ひび 幅	斜引張 応力度	たわみ	引張応力度	
許 容 応 力 度	コン クリ ート	曲げ圧縮応力度	$\sigma_c / 1.7$			180(160)						
		曲げ引張応力度	29.5(27)			22.5(21)		*3				
		斜め引張応力度							22.5			
		斜め引張応力度 (ねじり考慮)							29.5 (27)			
	PC鋼材の引張応力度		*1 $0.7\sigma_{pu}$ or $0.85\sigma_{py}$						*4		$\ell/700$	疲労を考慮 した許容引 張応力度
備 考			*1 プレストressing 中 $0.8\sigma_{pu}$ or $0.85\sigma_{py}$	*1 主塔については、別途 RC構造として検討する。 *2 $\phi = \infty$ 時で検討する。			*1 フルスレス 減少・ クリープによる応力 の移行に関しては $\phi = \infty$ 時で検討する			*1 $\phi = \infty$ 時 で検討 *2 単線載荷 *3 斜版は軸 引張力に対 してフルス レス *4 設計荷重 時 $0.7\sigma_{pu}$		ℓ : 柱 頭部～ 端支点 距離

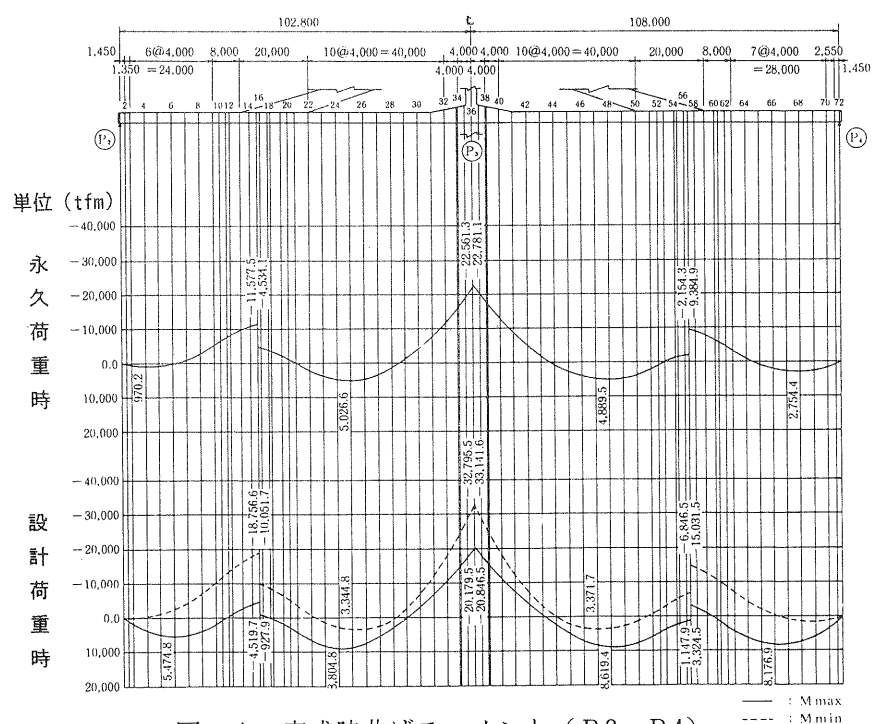
注1) 設計基準強度は、主桁 450kgf/cm²、斜版・主塔 400kgf/cm²。

注2) () 内数値は斜版・主塔を示す。

斜材ケーブルの応力変動量は、4.1kgf/mm²となっている。

斜版の取付け部については、斜版と主桁の接合部付近をモデル化した2次元FEM解析を行った。なお、検討は斜版コンクリート施工後の荷重に対して行った。

解析の結果、主桁と斜版取付部の両端に大きな引張応力度が発生しており、これに対して鉄筋により補強を行



図－４ 完成時曲げモーメント (P2～P4)

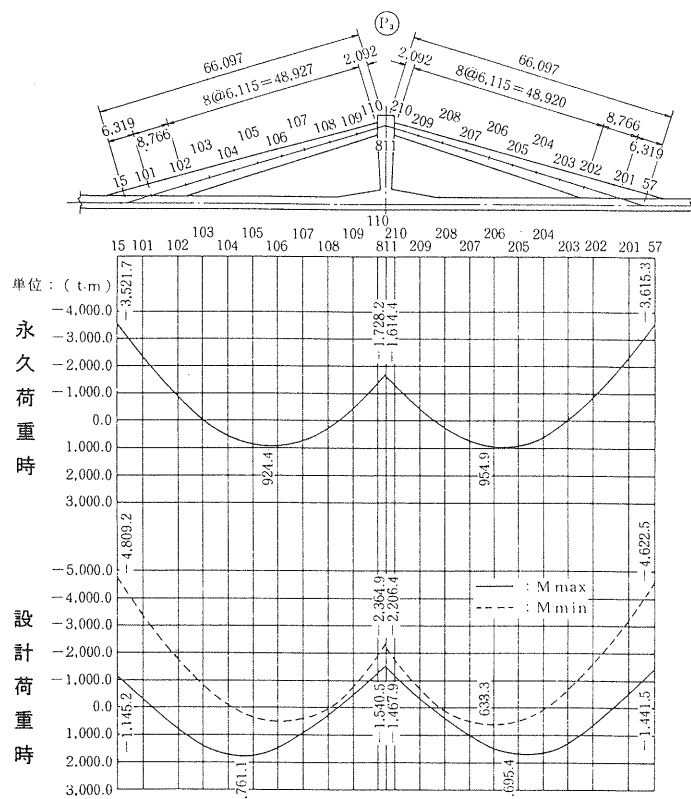


図-5 斜版曲げモーメント

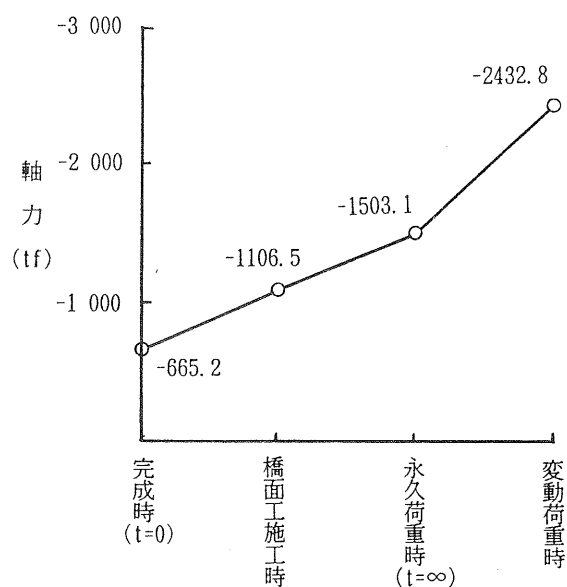


図-6 斜版張力の変動

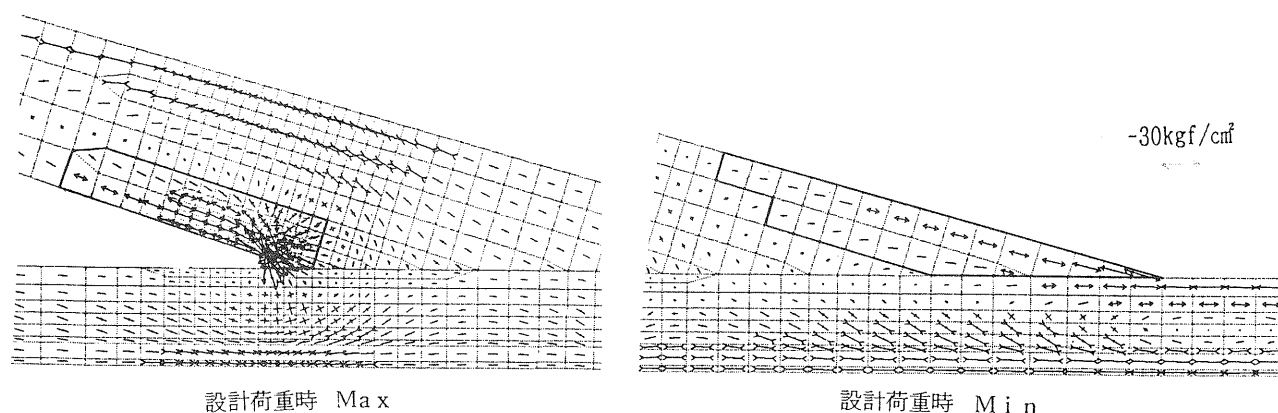


図-7 斜版・主桁付け根部FEM解析

うこととした。図-7にFEM解析結果を示す。

5. 主塔サドル部の設計

斜張橋の斜材ケーブルの定着は、主桁側と主塔側に設けられるのが一般的である。しかしながら、斜版橋のように主塔高さが低く、斜材ケーブルが一箇所に集中して定着されるような場合には、定着スペースを確保するために主塔形状に制約を受けることになる。このため、主塔部にケーブルを定着することなく、ケーブルを一方の主桁から主塔部を貫通し他方の主桁へと連続して配置し、左右の主桁側で緊張するサドル構造を採用することにした。

サドル構造は、定着具の減少によるコストダウン、配筋の簡素化による施工性の向上、およびスレンダーな主塔形状による景観の向上等多くのメリットが生じる。しかしながら、設計上は斜材ケーブルを小さな曲げ半径で主塔部に定着するため、ケーブル半径方向に作用する腹圧力によるコンクリートの割裂力が大きくなる。本橋では主塔サドル部の2次元FEM解析と模型実験を行い、その補強方法を決定した。

なお、本橋の主塔部における斜材ケーブルの曲げ半径は、P2～P4橋梁が $R=5.4\text{m}\sim 6.2\text{m}$ 、その他の橋梁が $R=4.1\text{m}\sim 4.6\text{m}$ とした。また、サドル部については、応力集中の緩和と所定の曲線半径を確保し施工性の向上を図るために、スパイラルシースに代えて、外径80.7mm、肉厚4.2mmの鋼管を使用した（図－8）。

主塔付け根部での斜版の鋼材配置と実橋をモデル化した2次元FEM解析の結果を図－9に示す。斜材の緊張により発生する使用時の主引張応力度は、下段のダクト程大きくなり、その最大値は $30\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度となっている。

模型実験は無補強のもの、ダクト直下に補強筋を配置したもの、緊張ダクトの下に未緊張の空きダクトが存在するもの等について行った。

実験の結果、実橋での持続的な荷重載荷状態、および国内での施工事例も無いことを考慮し、設計時の安全率は、試験体のP～ δ 曲線により得られた降伏強度に対して3.5程度を確保した。また、補強鉄筋量は永久荷重作用時のFEM解析により得られた割裂力に対して、鉄筋応力度が $\sigma_{sa}=1000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以下となるように定めた（D22-ctc125mm）。

6. 施工概要

6. 1 下部工

本橋は在来線と新幹線に近接し、また砂礫層であることから、仮土留工は振動の少ない超高周波型杭打ち機とウォータージェット併用の併用とした。

場所打ち杭は、オールケーシング工法を採用し、大きな転石が予想されたために回転式ケーシングドライバーを使用した。低水路部はニューマチックケーソンで、沈下荷重の不足が予想されたので、減摩剤の使用により対処した。

6. 2 上部工

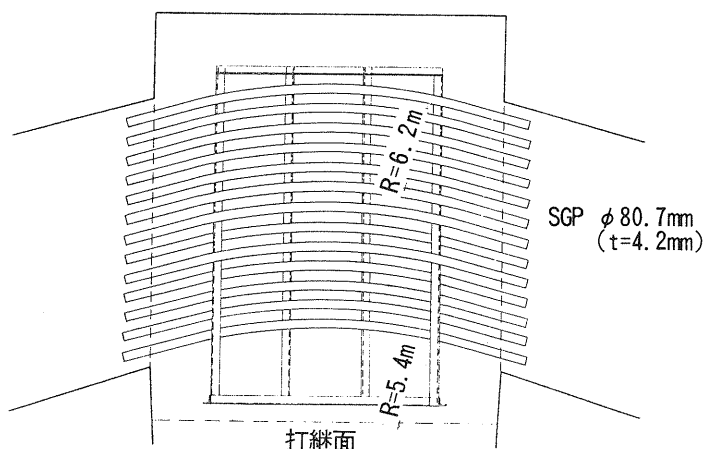
本橋の施工手順を図－10に示す。

主桁の施工は、PC鋼材の途中定着を考慮し分割施工とする。また、基本的に河川の渇水期を利用した総足場による施工とする。

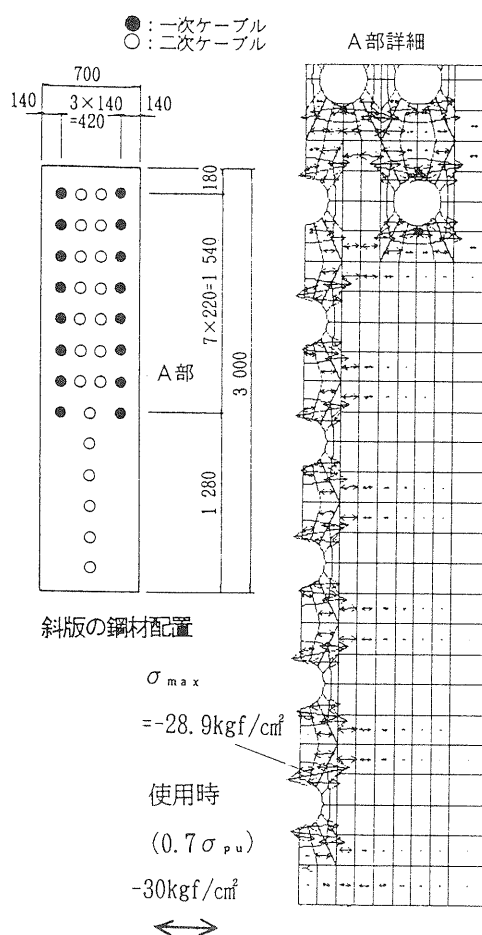
P2～P4橋梁のプレストレスの導入は、主桁を3回、斜版を2回に分けて行う。

平水期に柱頭部前後20mの主桁を桁式支保工により施工し、主桁1次プレストレスを導入する。次に渇水期を利用し主塔、および主桁の残りの部分を支保工により施工し、主桁2次プレストレスを導入する。さらに斜材ケーブルを配置し、斜材の1次プレストレス（16/36本:SWPR7B 12V15.2）を導入することにより主桁自重を支持し、支保工を撤去する。

平水期に斜版を施工するために橋面上にクレーンを設置することは、クレーンの能力に制約を受け人力作



図－8 サドル部詳細



図－9 主塔部FEM解析

最近の P C 構造物の紹介 (スライド)

(社) プレストレストコンクリート建設業協会

広報部会スライド小委員会

1. はじめに

近年におけるプレストレストコンクリートの普及・発展はめざましいものがあり、かつその技術は多様化してきた。

材料では、

- ①. 高流動化コンクリート
- ②. 高強度コンクリート
- ③. 導入張力の大きい緊張システム (P C 鋼材・定着具)
- ④. 新素材

等が使われるようになり、構造形式の選定にも新しいスタイルが現れた。

構造形式として新しく現れたものとしては次のようなものが上げられる。

- ①. 外ケーブル構造と大偏心ケーブル配置構造
- ②. P C 桁と鋼桁を一つの桁としたり P C 桁のウェブに波形鋼板を用いた複合構構造形式
- ③. 高減衰ゴム支承を用いた免震構造等

そして、構造物として新しい構造形式・架設工法を採用したアーチ橋・斜張橋・吊り床版橋等も次々施工されるようになった。

さらに、新しい着目として構造物のおかれる環境との関係を論ずることが盛んとなり、環境との関わりが新しく機能のひとつとして盛り込まれるようになってきた。

このような現況を、ここ数年間の完成あるいは現在施工中の P C 構造物の中から橋梁の施工例を中心に紹介する。

2. 最近の橋梁の施工技術

コンクリート橋梁の建設に用いられている架設方法には次のようなものがある。

- ①. **プレキャスト桁架設**: 工場製作されたプレテンション方式の T 桁やホロー桁、架設現場近くで製作されるポストテンション方式の T 桁や I 桁を架設地点までトラックやトレーラーによって運搬しトラッククレーン等を用いて架設する方法
- ②. **プレキャストセグメント架設**: 橋梁の架設場所以外で製作したセグメントを一体化してから架設したり、一体化しながら架設していく方法
- ③. **固定支保工架設**: 支保工上で現場打ちコンクリートにより橋桁を架設する方法
- ④. **片持張出し架設**: 移動作業車を用いて、コンクリート橋桁を順次打ち足しながら左右に張り出していく方法
- ⑤. **押出し架設**: 橋台背後に設置した製作ヤードで 10~20m の橋体ブロックを製作し、これを順次繋いで押し出すことにより橋桁を架設する方法
- ⑥. **移動支保工架設**: 鋼製の桁に支持された型枠支保工が 1 径間を単位として順次移動しながら橋桁を架設する方法

最近の設計・施工技術の進歩に伴い先に示した架設工法を応用した橋梁構造物が数多く施工されてきた。

- ⑦. **アーチ橋**:大型のコンクリートアーチ橋は移動作業車を用いる架設工法が主流であり、トラスを組みながら張出す方法で施工される。また、アーチ本体を回転させて閉合させるロアリング工法は中規模アーチで採用されている。
- ⑧. **斜張橋**:長大スパンを持つ橋梁の場合、移動作業車を用いた張出し架設が主流となった。主塔付近の桁を施工し、この部分に移動作業車を設置して、斜材を張りながら片持ち張出し架設を行う。
- ⑨. **吊り床版橋**:アンカーで固定された左右の橋台間にP Cケーブルを張り、プレキャストコンクリート板を所定の位置に架設してP Cケーブルと一体化する工法
- 以下、実際の施工例を紹介する。

①. プレキャスト桁架設

2-1. 橋 名:有田高架橋

発 注 者:福岡県道路公社

施工場所:福岡県前原市

構造形式:P C連結方式連続げた橋

橋 長:174.0m

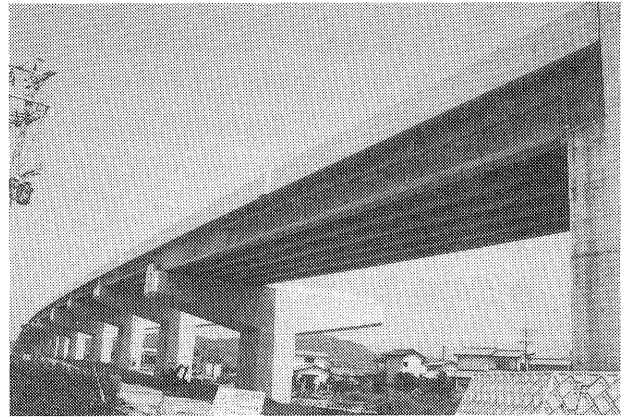
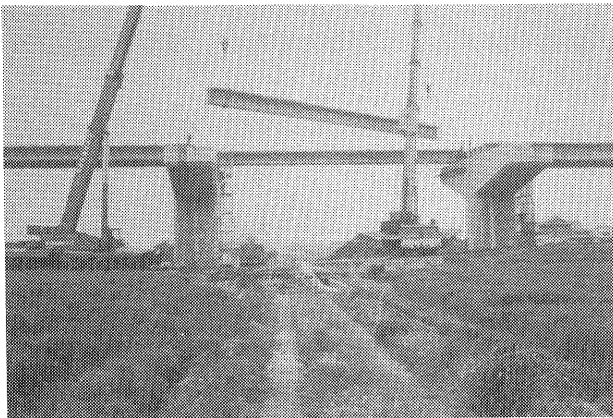
最大スパン:28.3m

幅 員:10.6m

竣 工 年:平成4年

架設工法:トラッククレーン架設

特 徴:主桁製作は橋脚の下で行い、トレーラーで小運搬後トラッククレーンの相吊りにて架設を行った。



2-2. 橋 名:厚東川大橋

発 注 者:建設省中国地方建設局

施工場所:山口県宇部市

構造形式:ポストテンション単純Tげた橋

橋 長:368.5m

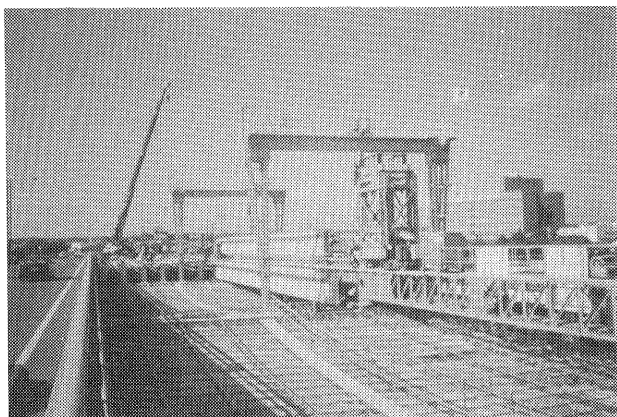
最大スパン:33.6m

幅 員:28.85m

竣 工 年:平成7年

架設工法:プレキャストブロック工法、エレクトリオンガーター(上路式)架設

特 徴:交通渋滞の解消と老朽橋の架替えを目的に既設橋に併設して建設されるP C橋である。桁の施工は製作ヤードが現地に確保できないこと、工期の短縮などの理由によりプレキャストブロック工法が採用された。



2-3. 橋 名：新千鳥橋

発注者：福岡市港湾局

施工場所：福岡市博多区沖浜町

構造形式：ポストテンション単純Tげた橋

橋 長：136.4m

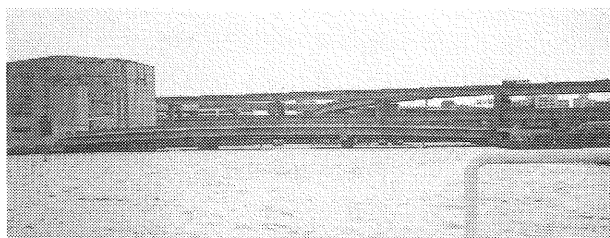
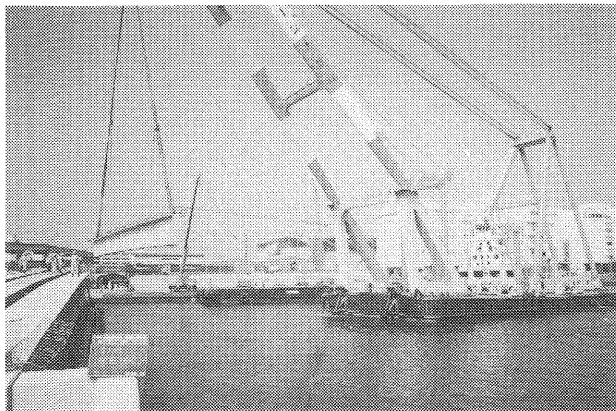
最大スパン：44.5m

幅 員：12.7m

竣工年：平成6年

架設工法：フローティングクレーン架設

特 徴：福岡市西区のヤードにて製作した主桁を6本ずつ3000t台船にて約10km海上輸送し、700t吊りフローティングクレーンにて架設。



②. プレキャストブロック架設

2-4. 橋 名：関西空港連絡鉄道橋

発注者：鉄道建設公団

施工場所：大阪府泉佐野市

構造形式：ポストテンション方式単純T桁橋

橋 長：580.0m (19径間)

最大スパン：40.0m

幅 員：9.409m

竣工年：平成5年

架設工法：ポストテンションT桁ブロックを現地で接合しトラッククレーン架設

特 徴：関西新空港の乗り入れアクセスで、急速施工のためブロック施工とした。



2-5. 橋 名：東名足柄橋東

発注者：日本道路公団

施工場所：静岡県駿東郡小山町

構造形式：5径間連続ラーメン箱げた橋
(プレキャストセグメント工法)

橋 長：415.0m

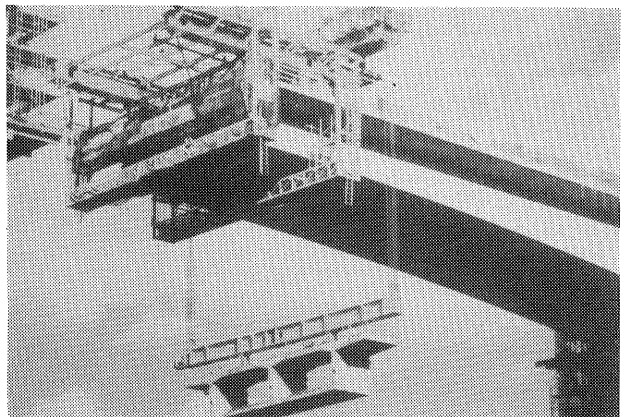
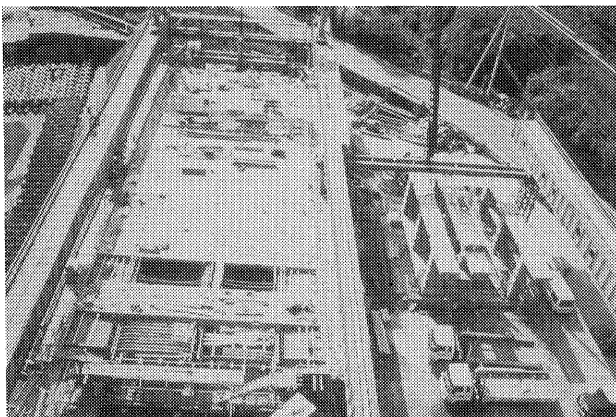
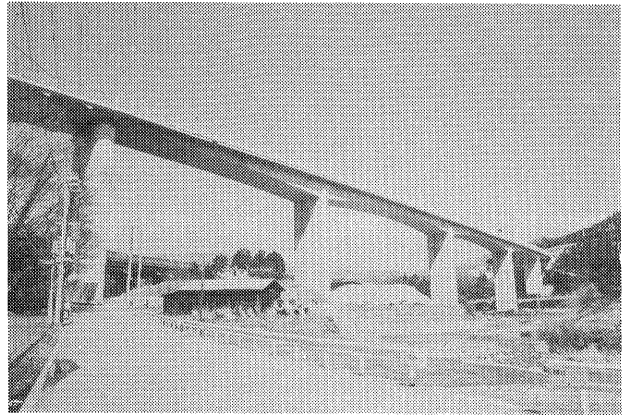
最大スパン：100.0m

幅 員：15.95m

竣工年：平成3年

架設工法：片持ち出し工法。ロングラインによるセグメント製作。

特 徴：急速施工により5径間連続橋の内1橋脚からの片持ち張出し架設部分をプレキャストセグメントによる施工とした。柱頭部は場所打ちによる。架設機はノーズを使用した。



2-6. 橋 名：清水第一跨道橋

発注者：日本道路公団

施工場所：北海道上川郡清水町

構造形式：プレキャスト斜材付 π 型ラーメン橋

橋 長：55.84m

最大スパン：31.60m

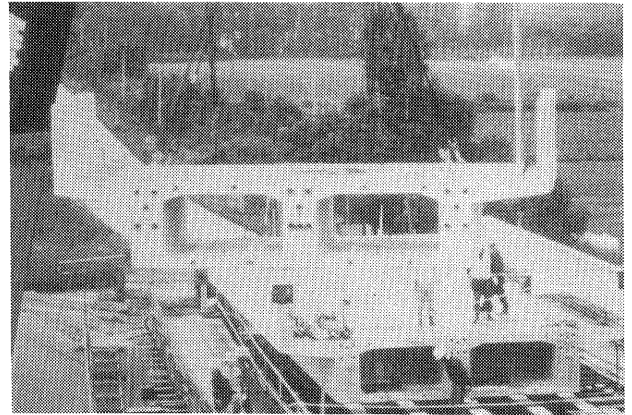
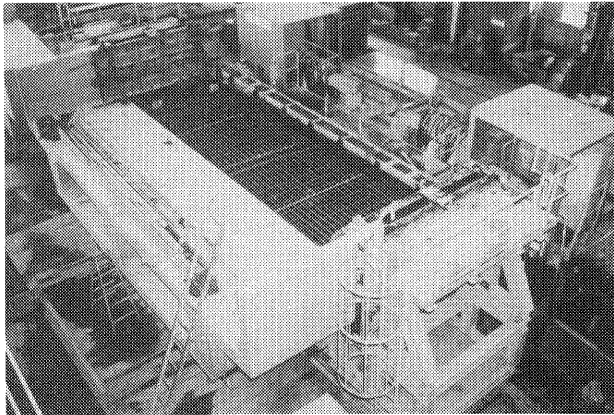
幅 員：8.7m

竣工年：平成5年

架設工法：支柱式支保工+トラッククレーン架設

特 徴：北海道において冬期の施工中断をなくし、省力化をねらいオーバーブリッジをプレキャストセグメントで施工した。同一工事で7橋。我が国で本格的ショートラインを初めて採用。壁高欄も橋体と同時打設した。





④. 片持ち張出し架設

2-7. 橋 名：中山川橋

発 注 者：日本道路公団

施工場所：愛媛県周桑郡丹原町

構造形式：3径間連続ラーメン箱げた橋

橋 長：474.0m

最大スパン：113.0m

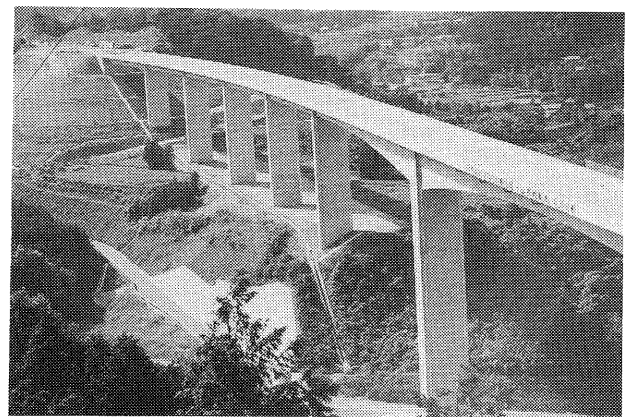
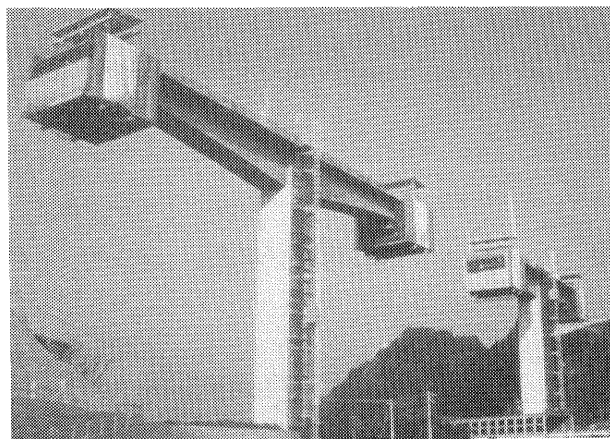
幅 員：10.45m

竣 工 年：平成4年

架設工法：片持ち張出し工法

特 徴：高橋脚を有する3径間連続ラーメン橋（72.3+113.0+72.3m）は移動作業車を使用した通常の片持張出し工法で施工した。本橋は、桜並木で有名な通称「桜三里」に位置することにより、「桜五橋」の一つとして、美観にすぐれた代表的な橋である。

参考文献：橋梁 1994 vol.30 No.10



2-8. 橋 名：阿蘇長陽大橋

発注者：建設省九州地方建設局

施工場所：熊本県阿蘇郡長陽村

構造形式：4径間連続ラーメン箱げた橋

橋 長：276.0m

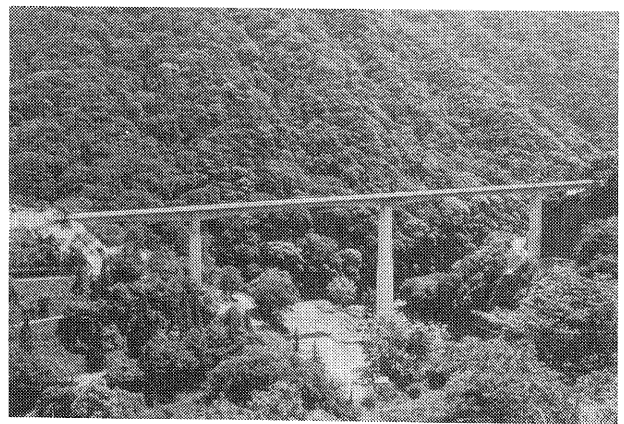
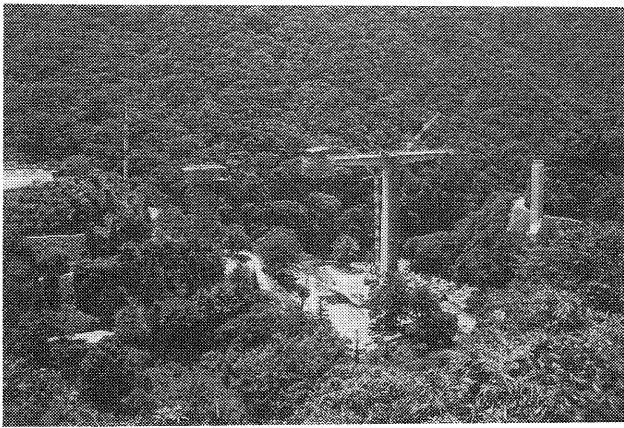
最大スパン：91.0m

幅 員：8.5m

竣工年：平成4年

架設工法：片持張出し工法

特 徴：急峻な地形に位置するため、非常に高い橋脚を有しており特にP2橋脚はフーチング上面より橋面までの高さが78mである。そこで、橋脚に傾斜計と温度計を設置し、張出し施工時に発生する橋脚のたわみおよび温度による影響を調査し、上げ越し管理を行った。



2-9. 橋 名：霧積川橋りょう

発注者：日本鉄道建設公団

施工場所：群馬県碓氷郡松井田町

構造形式：3径間連続方杖ラーメン箱げた橋

橋 長：110.0m

最大スパン：70.0m

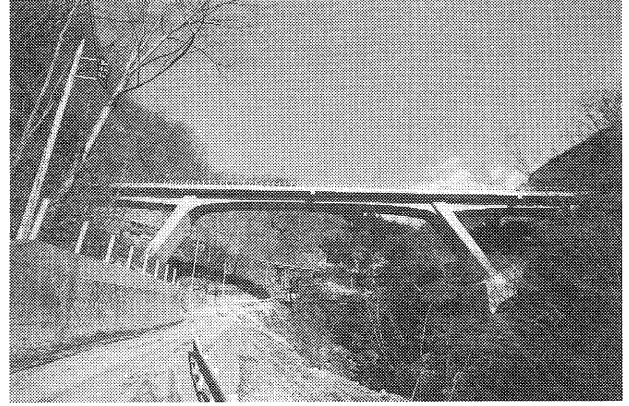
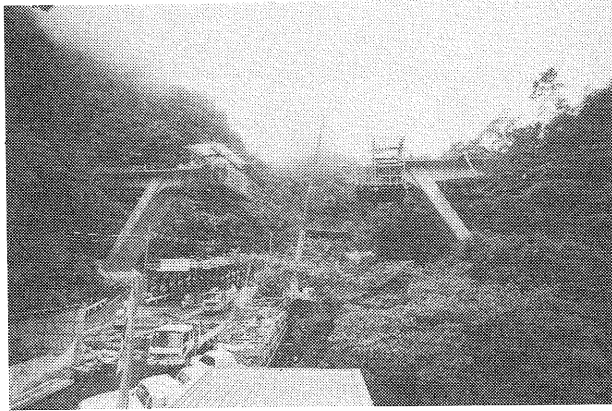
幅 員：11.1m

竣工年：平成6年

架設工法：ロアリング工法+片持張出し工法

特 徴：架設地点が国立公園内のV字渓谷であるため、景観と環境保護を考慮して国内の長大鉄道橋では初めて方杖ラーメン橋を採用した。橋脚と柱頭部の施工にはロアリング工法を、上部工の施工は移動作業車が橋台側から逆張出しした後、柱頭部を通過して中央径間まで移動する片持張出し工法を採用した。ロアリング工法によるアーチ橋の事例はあるが方杖ラーメン橋では世界で初めてである。

参考文献：土木施工 1992 vol.33 No.11、橋梁 1993 vol.29 No.11



⑤. 押出し架設

2-10. 橋 名：東葉海老川橋りょう

発注者：日本鉄道建設公団

施工場所：千葉県船橋市

構造形式：3 径間連続箱げた橋

橋 長：101.7m

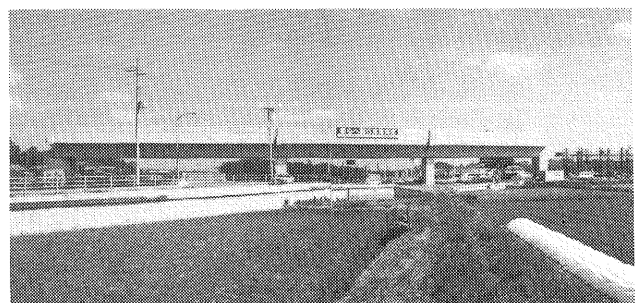
最大スパン：40.0m

幅 員：9.18m

竣工年：平成3年

架設工法：押出し工法（反力分散式）

特 徴：斜角の影響で、施工中の左右の支点反力に差が生じるため、反力管理を確実にできるような、鉛直変位をレーザー光により計測しながらジャッキアップに反映する施工管理システムを採用した。



2-11. 橋 名：三日月橋

発注者：建設省中部地方建設局

施工場所：愛知県名古屋市

構造形式：4径間連続箱げた橋

橋 長：153.4m

最大スパン：38.0m

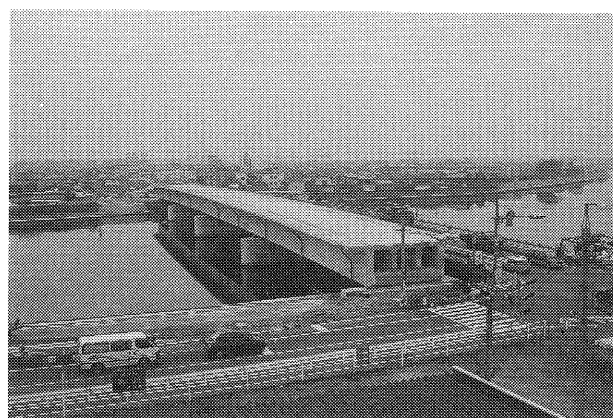
幅 員：12.25m

竣工年：平成5年

架設工法：押出し工法（反力分散式）

特 徴：現橋を架け替えるにあたり、共同溝と一体とした4径間連続PC箱桁橋を押出し工法で架設した橋梁である。3室の箱桁内を共同溝としているため、横桁を一切設けていないことが本橋の特徴である。押出し架設にあたり、常時主桁反力の自動制御が可能な新しい押出しシステムを採用した。

参考文献：土木学会年次学術講演会概要集（第6部門）1994.9 プレストレストコンクリート 1994 vol.36 No.5



⑥. 移動支保工架設

2-12. 橋 名：安行西高架橋

発注者：日本道路公団

施工場所：埼玉県川口市

構造形式：3～6径間連続箱げた橋

橋 長：913.5m

最大スパン：50.0m

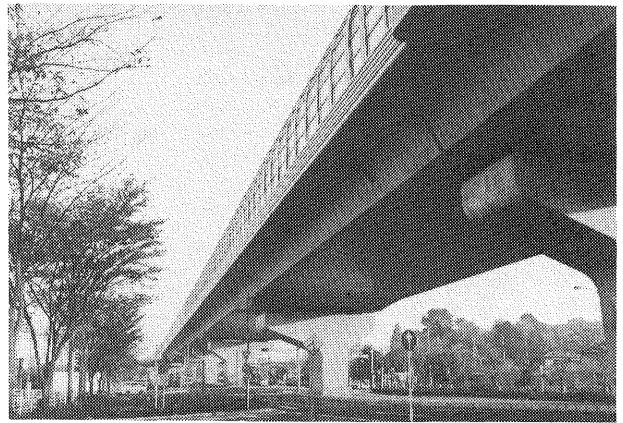
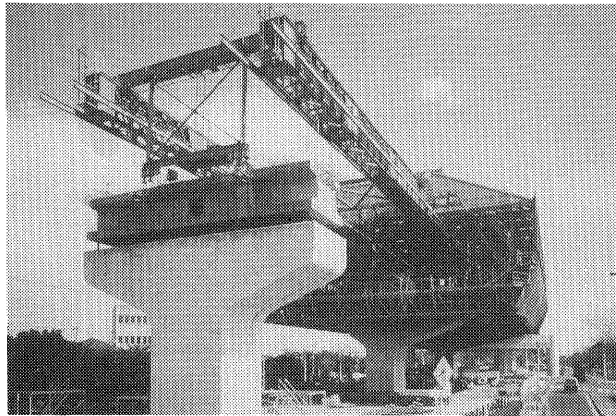
幅 員：23.0m

竣工年：平成4年

架設工法：大型移動吊り支保工

特 徴：軟弱地盤での耐震性向上を図るため多脚固定形式が採用された。大型移動吊り支保工により施工されたが、この架設工法では支間と幅員が大きく国内最大規模のものである。

参考文献：橋梁と基礎 1991 vol.25 No.4



2-13. 橋 名：新川高架橋

発 注 者：日本道路公団

施工場所：北海道札幌市

構造形式：4～6径間連続2主げた橋

橋 長：691.2m

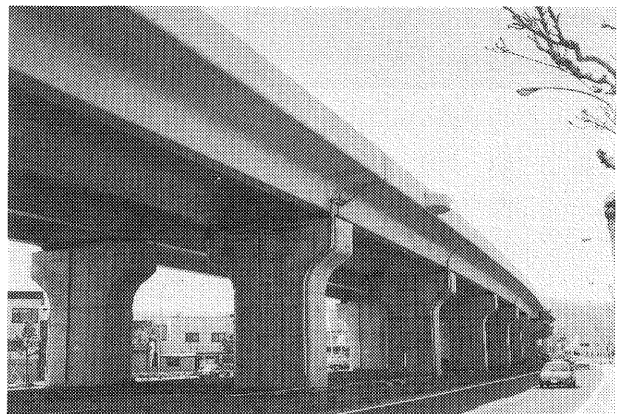
最大スパン：25.0m

幅 員：22.9m

竣 工 年：平成4年

架設工法：大型移動吊り支保工

特 徴：架設方法として特殊な移動方法による大型移動吊り支保工を採用した。冬期においても迅速な施工を可能とし、工期短縮を図った。



⑦. アーチ橋

2-14. 橋 名：鯛之川橋

発注者：鹿児島県

施工場所：鹿児島県屋久島

構造形式：上路式RC固定アーチ橋

橋 長：70.0m

最大スパン：60.0m（アーチ支間）

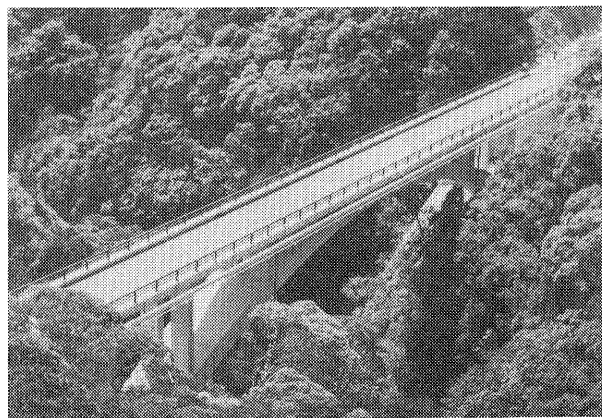
幅 員： 6.0m

竣工年：平成4年

架設工法：ロアリング工法

特 徴：景観に調和した橋梁としてアーチ形式が選定され、環境に優しく経済的な架設工法としてロアリング工法が採用された。ロアリング工法で架設されたコンクリート橋としては国内で2番目のものである。

参考文献：プレストレストコンクリート 1992 vol.34 No.4



2-15. 橋 名：天子川橋

発注者：日本道路公団

施工場所：愛媛県周桑郡丹原町

構造形式：RC逆ランガーアーチ橋

橋 長：176.0m

最大スパン：116.0m（アーチ支間）

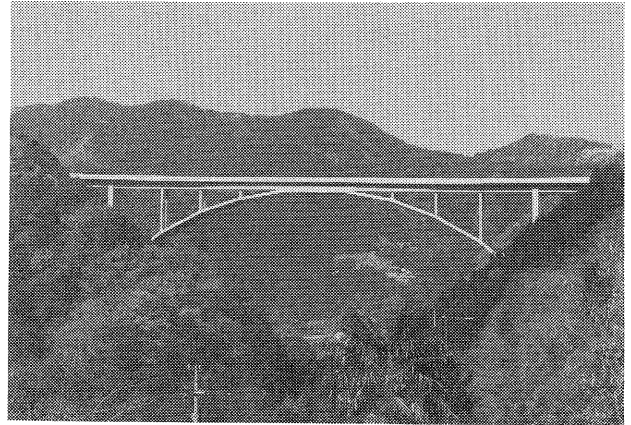
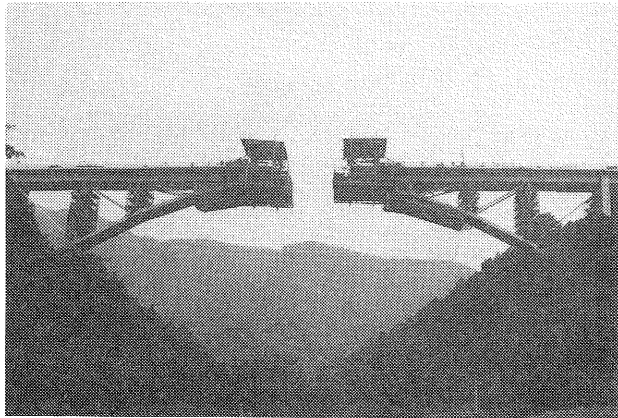
幅 員： 10.45m

竣工年：平成5年

架設工法：トラス式片持張出し工法

特 徴：急峻なV字地形を呈した位置にあるため架設工法としてトラス式片持張出し工法を採用した。片持張り出し時の鋼材量および完成時に配置するスパン鋼材量の低減を図るため、アーチリブを仮設の斜材で吊った自走式支保工桁で施工し、補剛桁は一般的な中型移動作業車で施工した。「伊予桜五橋」の一つとして景観に配慮した橋梁である。

参考文献：橋梁と基礎 1993 vol.27 No.4、橋梁 1994 vol.30 No.10



⑧. 斜 張 橋

2-16. 橋 名：秩父公園橋

発 注 者：埼玉県

施工場所：埼玉県秩父市

構造形式：2 径間連続 P C 斜張橋

橋 長：391.85m

最大スパン：195.0m

幅 員：19.0m

竣 工 年：平成6年

架設工法：片持張出し工法

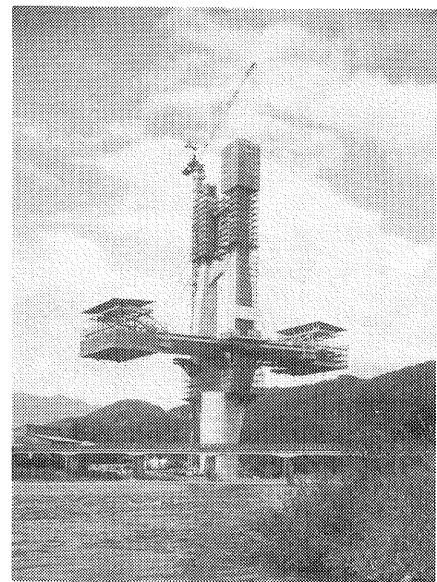
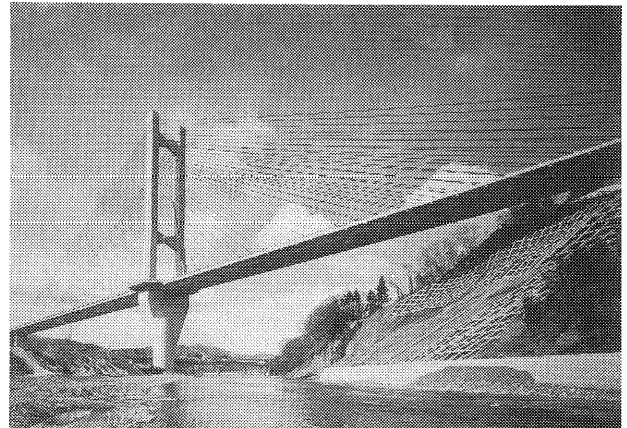
特 徴：2 径間の P C 斜張橋としては、我が国最大級のスパンを有している。主塔形状に、わが国で初めて 2 室箱型断面構造が採用された。施工時は大型片持架設用移動作業車を用いた大ブロック施工を行い工期短縮を図った。

参考文献：プレストレストコンクリート 1994

vol.36 No.1, 橋梁と基礎 1990

vol.24 No.9, 1991 vol.25 No.10,

1994 vol.28 No.4



2-17. 橋 名：碓氷橋

発注者：日本道路公団

施工場所：群馬県碓氷郡松井田町

構造形式：2径間連続PC斜張橋

橋 長：222.0m

最大スパン：110.2m

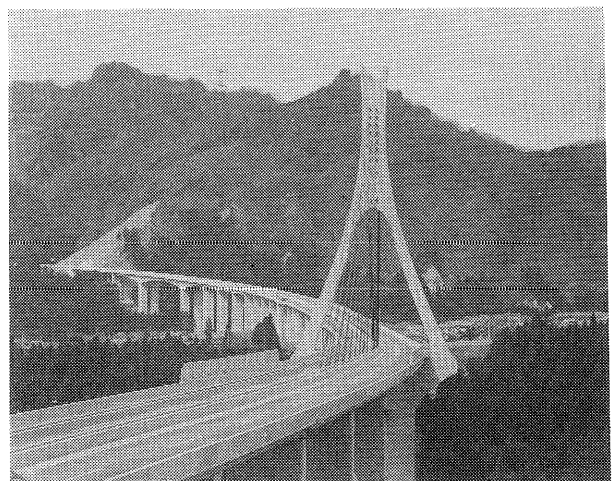
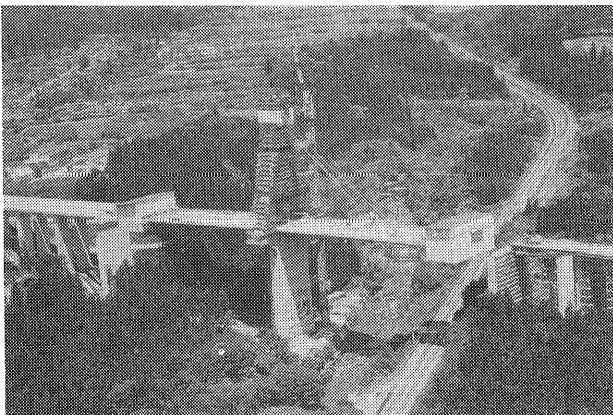
幅 員：21.4m

竣工年：平成4年

架設工法：片持張出し工法

特 徴：高速道路橋としては、我が国初の本格的1面吊りのPC斜張橋であり、主塔基部には、我が国の斜張橋で初めてPCコーベル構造を採用した。

参考文献：プレストレストコンクリート 1993 vol.35 No.1



2-18. 橋 名：青森ベイブリッジ

発注者：青森県、東日本旅客鉄道(株)

施工場所：青森県青森市

構造形式：3径間連続PC斜張橋

橋 長：498.0m

最大スパン：240.0m

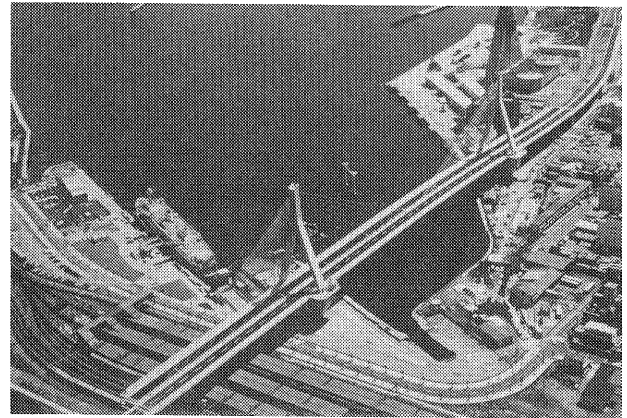
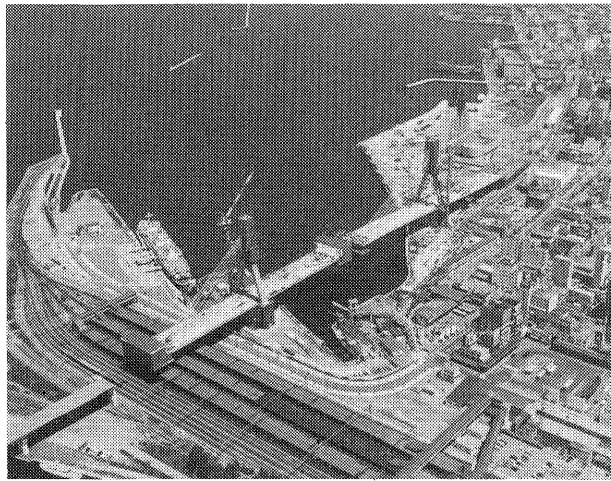
幅 員：25.0m

竣工年：平成4年

架設工法：主桁一片持張出し工法、主塔一支保工+クライミングフォーム

特 徴：主塔の施工は主塔基部を支保工施工した後、中央部をクライミングフォームにより2段の架設用ストラットを併用し施工した。結合部、頂部はブラケット支保工により順次施工した。主桁の施工は大型特殊フォルバウワーゲンにより標準ブロック5mで張出し施工し、側径間および中央径間の吊り支保工を施工後、柱頭部と橋脚の仮固定を解放し、斜材の最終張力調整緊張を行った。

参考文献：プレストレストコンクリート 1998 vol.30 No.4、橋梁と基礎 1990 vol.24 No.6、
1992 vol.26 No.1,2、橋梁 1987 vol.23 No.3~6



2-19. 橋 名：伊唐島大橋

発 注 者：鹿児島県

施工場所：鹿児島県出水郡東町

構造形式：5 径間連続 P C 斜張橋

橋 長：675.0 m

最大スパン：260.0 m

幅 員：11.0 m

竣 工 年：平成2年12月～平成8年3月

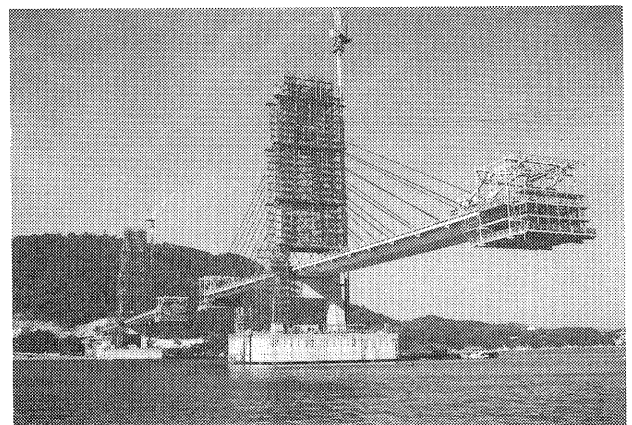
(施工中)

架設工法：主桁一片持張出し工法

主塔一大パネル型枠による総足場

特 徴：全長675mの海上橋でメインの P C 斜張橋部では中央径間260mを有する。主塔・橋脚はスレンダーな準H形を採用し、斜材は耐風安定性を高めるため2本のケーブルを束ねる構造である。主桁は2～5mのブロックに分割し片持張出し施工する。

参考文献：橋梁と基礎 1992 vol.26 No.1、 橋梁 1991 vol.27 No.1



⑨. 吊り床版橋

2-20. 橋 名：亀甲橋

発 注 者：藤信興産（株）

施工場所：三重県久居市

構造形式：3 方向対称吊り床版橋

橋 長：136.5 m

最大スパン：75.0 m

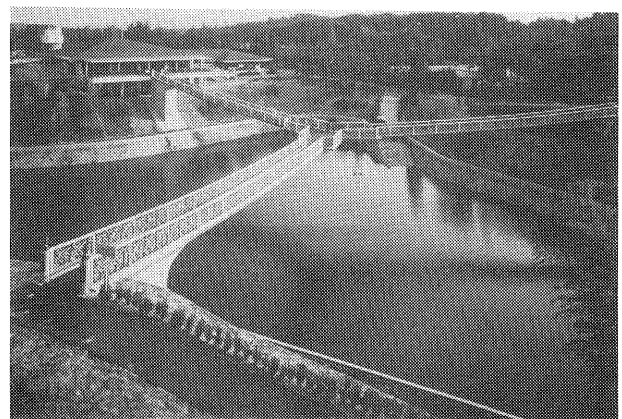
幅 員：2.1 m

竣 工 年：平成3年

架設工法：懸垂式架設工法

特 徴：世界で初めての3方向を結ぶ P C 吊り床版橋である。施工は吊り床版橋の架設方法として一般的に行われている懸垂式架設方法を採用した。独特な構造の本橋では、レーザー光を使った自動計測システムを採用して、高さ、平面形状および P C 鋼材張力の施工管理を行った。

参考文献：プレストレストコンクリート 1992 vol.34 No.2、 コンクリート工学 1992 vol.30 No.6



3. 新技術の採用

プレストレストコンクリート橋は、さらに将来に向けて新しい技術開発が行われている。新しい材料の応用、新しい構造の開発、新しい施工方法の実用化、等が精力的に進められている。

- ①. **新しい材料**: これまでの高強度のPC鋼材に代わって、同等の引張耐力を持ち、耐久性に優れ、しかも軽くて非磁性という優れた特性を生かしたFRP緊張材が開発され、実用化された。素材として、炭素繊維・アラミド繊維・ガラス繊維などが用いられている。
圧縮強度が $1000\text{kgf}/\text{cm}^2$ をこえる超高強度コンクリートも実用化され、橋梁の軽量化、スパンの長大化に新しい試みが可能となってきた。
確実なコンクリートの充填を目指した締め固め不要コンクリートの開発・実用化が進められた。
- ②. **新しい構造**: コンクリート構造と鋼構造を、お互いの長所を生かし短所を補う形で使用する複合構造や合成構造が開発され、実際に施工されるようになった。桁の中に配置していたケーブルを桁の外へ出し、PC鋼材の偏心を大きくした構造が開発されるとともに、外ケーブル構造の施工も行われるようになった。
地震の揺れを吸収して上部工の振動を低減する「免震設計」を採用した橋梁が実用化されてきた。

以下、これらの新技術の施工例を紹介する。

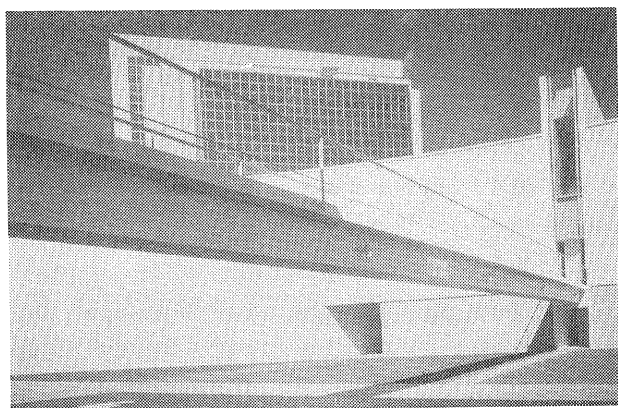
- 3-1. 橋 名: 鷹彦スリーカントリーPC浮橋
発注者: 株式会社 鷹彦
施工場所: 茨城県久慈郡大子町
構造形式: プレテンション箱形浮体連結浮橋
橋 長: 56.37m
最大スパン: 56.37m
幅 員: 4.00m
竣工年: 平成4年
架設工法: トラッククレーン架設



特 徴: 全ての補強材に新素材(FRP)を使用した国内初のPC浮橋である。分割されたプレキャスト函体はプレテンション方式で製作して運搬、池の中に浮かべて外ケーブル方式で水上連結された。

参考文献: プレストレストコンクリート 1993 vol.35 No.3

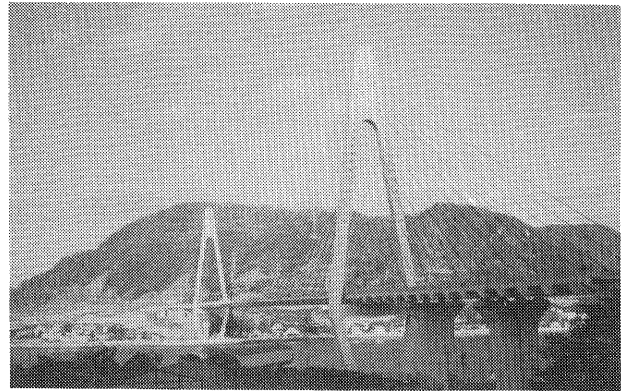
- 3-2. 橋 名: CNTスーパーブリッジ
発注者: (株) 竹中工務店
施工場所: 千葉県印旛郡印西町
構造形式: 単純箱げた橋
橋 長: 41.216m
最大スパン: 40.356m
幅 員: 1.700m
竣工年: 平成5年
架設工法: 固定支保工



特 徴: 設計基準強度 $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ の超高強度コンクリートを実構造物に初めて使用した歩道橋である。桁高支間比は $1/40$ と極めてスレンダーであり、制振装置TMDや中空鋼棒の新しい技術も採用している。

参考文献: プレストレストコンクリート 1994 vol.36 No.3

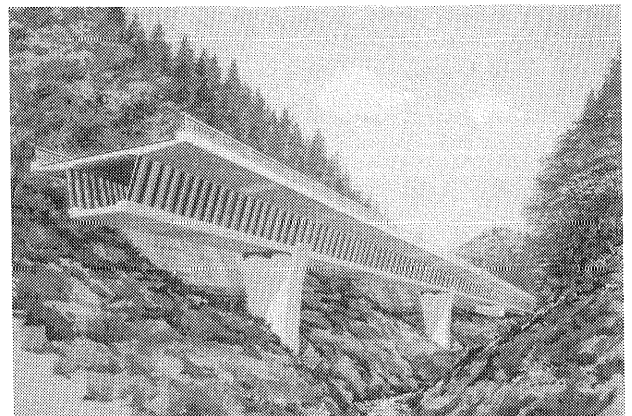
- 3-3. 橋 名：生口橋
 発注者：本州四国連絡橋公団
 施工場所：広島県因島市
 構造形式：3径間連続複合斜張橋
 橋 長：790.0m
 最大スパン：490.0m
 幅 員：23.9m（側径間）
 竣工年：平成3年
 架設工法：片持張出し工法



特 徴：側径間がPC箱桁、中央径間が鋼箱桁という世界最大級の複合斜張橋である。この構造形式は世界にも例が少なく、日本においては初めて採用された。

参考文献：橋梁と基礎 1990 vol.24 No.7,9, 1991 vol.25 No.12、 橋梁 1989 vol.25 No.12, 1990 vol.26 No.11

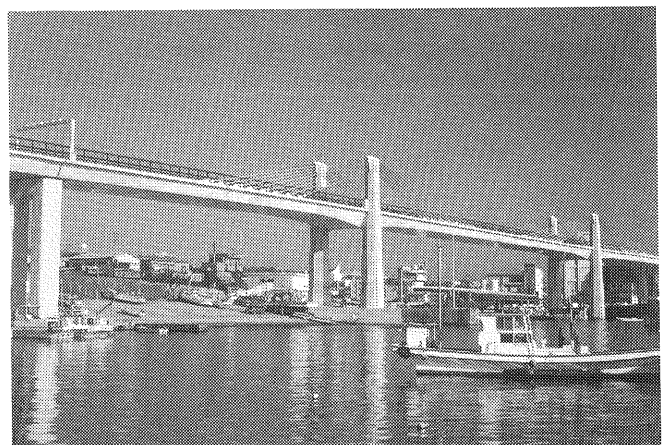
- 3-4. 橋 名：松の木7号橋
 発注者：秋田県
 施工場所：秋田県雄勝郡雄勝町
 構造形式：5径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋
 橋 長：210.0m
 最大スパン：45.5m
 幅 員：9.7m
 竣工年：平成6年3月～平成7年11月（施工中）



架設工法：ピロン柱を使用した押出し工法

特 徴：ウェブに波板鋼板を採用した複合構造形式であり、押出し工法による架設は国内で初めての試みである。PC鋼材は内ケーブル（架設鋼材）と外ケーブル（連続鋼材）とを併用している。製作ヤードは下床版と上床版について連続配置しタイムサイクルの短縮を図っている。先端から3ブロックまでの上床版を鋼床版で補強し手延桁とし、さらに押出し架設にはピロン柱を建て手延桁を斜吊り補強する。

- 3-5. 橋 名：小田原港橋
 発注者：日本道路公団
 施工場所：神奈川県小田原市
 構造形式：3径間連続エクストラード
 PC箱げた橋
 橋 長：270.0m
 最大スパン：122.0m
 幅 員：13.0～19.92m
 竣工年：平成6年
 架設工法：片持張出し工法



特 徴：世界初のエクストラードPC橋である。斜張橋の外観を有しながら、構造的には通常の桁橋に近い特性を持つ新しい構造形式の橋である。塔頂部にはサドル構造を採用し、斜材へエポキシストランドを使用するなどの特色を持つ。

参考文献：橋梁と基礎 1992 vol.26 No.12, 1994 vol.28 No.7、プレストレストコンクリート 1992 vol.34 No.5, 1994 vol.36 No.5

3-6. 橋 名：名取川橋梁

発注者：東日本旅客鉄道（株）

施工場所：宮城県仙台市

構造形式：2径間連続PC斜版橋

橋 長：512.2m

最大スパン：108.6m

幅 員： 9.3m(有効)

竣工年：平成3年9月～平成8年7月
(施工中)

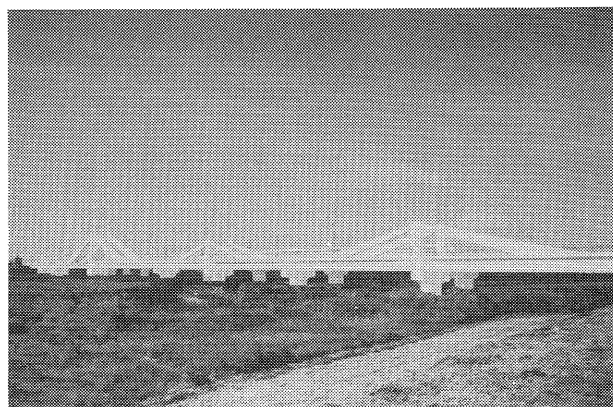
架設工法：固定支保工

特 徴：国内初の大小4連の2径間連続PC
斜版橋で構成される。主桁断面形状

はPRC下路桁とし、斜版および主塔はそれぞれPRC構造・RC構造である。斜版部の
PC鋼材の定着は主桁側とし、主塔側はPC鋼材が連続しているスルータイプとしている。

参考文献：土木施工 1993 vol.34 No.4

橋梁と基礎 1995 vol.29 No.1



3-7. 橋 名：BY433工区（その3）BK441（その1）高架橋

発注者：首都高速道路公団

施工場所：神奈川県横浜市

構造形式：3径間連続箱げた橋（内・外ケーブル併用）

橋 長：165.023m

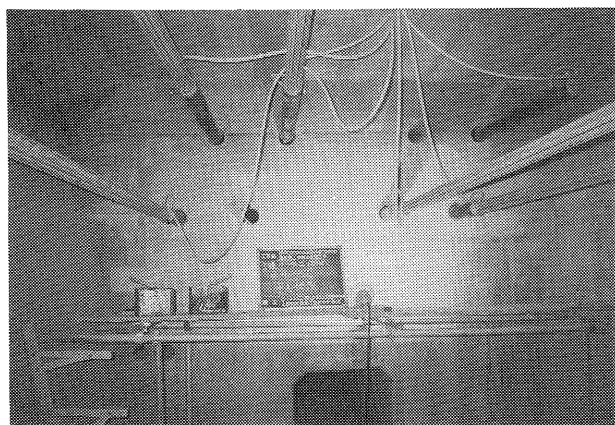
最大スパン： 71.0m

幅 員： 14.0m

竣工年：平成6年

架設工法：固定支保工

特 徴：技術的特徴として、① 外ケーブルの追加・交換が可能 ② 外ケーブルにエポキシ樹脂被
膜鋼材の使用 ③ 中間横桁を外ケーブルの定着部としている ④ 偏向部でのケーブル曲げ
半径を $R=3.5m$ としている。



3-8. 橋 名：山あげ大橋（烏山1号橋）

発注者：栃木県

施工場所：栃木県那須郡烏山町

構造形式：6径間連続箱げた橋

橋 長：246.3m

最大スパン：40.8m

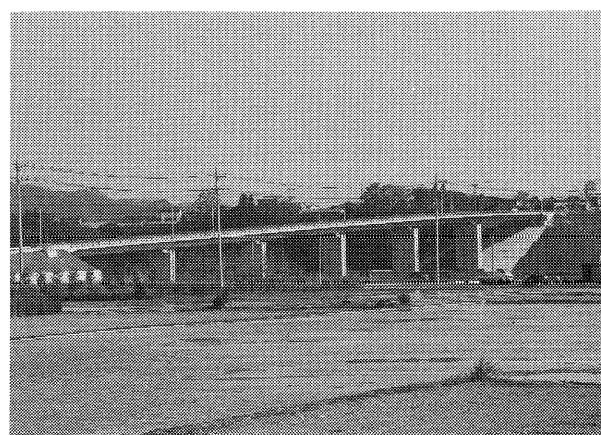
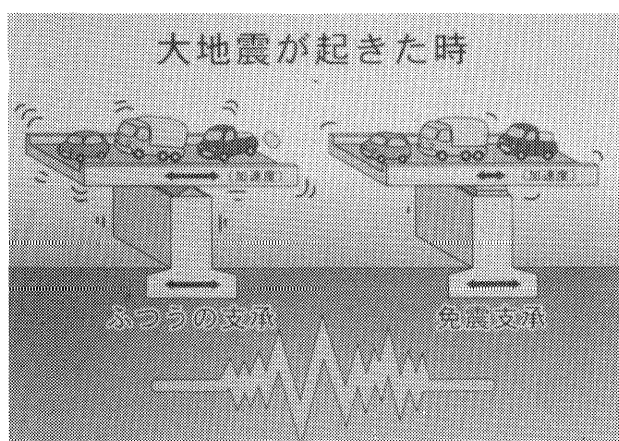
幅 員：11.5～14.5m

竣工年：平成4年

架設工法：固定式支保工による分割施工

特 徴：免震設計を適用した我が国最長のPC橋であり、高減衰ゴム支承を用いた我が国初の免震橋である。

参考文献：プレストレストコンクリート 1992 vol.34 No.1



4. 環境への適用

橋梁のデザインにいくら配慮しても、その場所の環境と調和していなければ、その橋は環境にそぐわないものとなり、市民の賛同を得られないものとなる。この点に関する議論が近年特にシビックデザインとして話題に上げられるようになってきた。

都市整備の一環として作られる公園の橋は、利用者にゆとりややすらぎをもたらすものでなければならず、また、多くの人々に親しまれるデザインも必要となる。人や物の流れの中で果たす機能を備えつつ、利用者の愛される構造物を心掛けていくことが求められている。

以下、景観に配慮された事例を紹介する。

4-1. 橋 名：木場公園橋

発注者：東京都

施工場所：東京都江東区

構造形式：2径間連続PC斜張橋

橋 長：186.0m

最大スパン：97.0m

幅 員：(標準部) 10.8～25.8m
(分離部) 8.228m

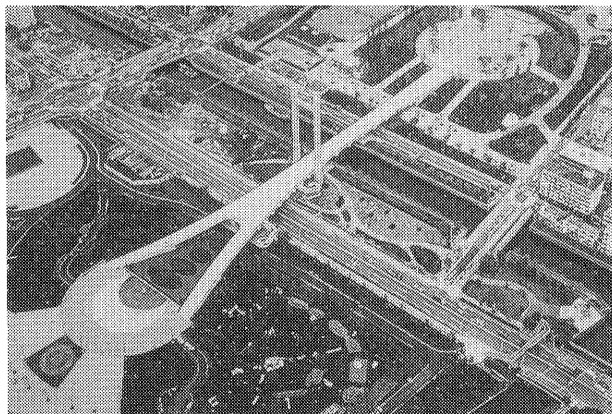
竣工年：平成4年

架設工法：固定支保工

特 徴：「水と緑の森林公園」を建設テーマ

として整備された木場公園内に架設された。塔部にプレキャスト型枠を使用し、超流動コンクリートで施工し大幅な省力化を図った。

参考文献：橋梁と基礎 1991 vol.25 No.5



4-2. 橋 名：ふれあい橋

発注者：福岡市港湾局

施工場所：福岡市中央区地行浜1丁目

構造形式：2層式歩道橋(上：RCラーメン橋、
下：3径間連続変断面中空床版橋)

橋 長：117.0m

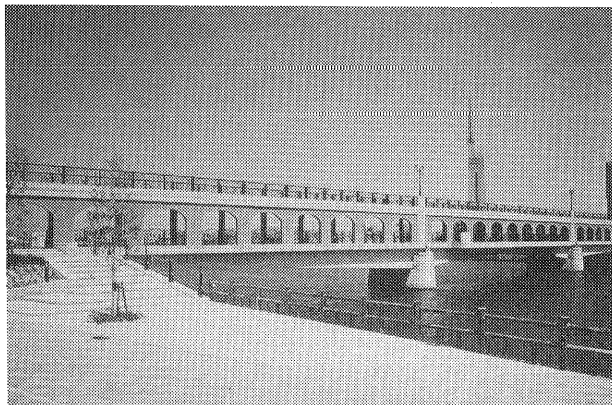
最大スパン：39.0m

幅 員：(上層部) 4.0m
(下層部) 4.9～15.0m

竣工年：平成5年

架設工法：上：プレキャスト部材で組み立て
下：場所打ち支柱式固定支保工

特 徴：歩行者専用橋で、我が国で初めての2層構造のコンクリート橋である。河川を境にして隣接する地行地区と百道地区を結び、親水ゾーンを演出する施設として建設された。中世欧州風の雰囲気を持ち、水上につくられた回廊か劇場空間を思わせるデザインで、街並みに調和した美しい橋梁である。



5. あとがき

プレストレストコンクリート技術の紹介を、最近の国内の橋梁を事例として大きく3つ（施工技術・新しい技術・環境との調和）に分けて写真を中心に紹介した。

昨今の、特に、その施工技術は、建設分野における労務事情の悪化等、時代の要請に答えて、省力化・機械化へと開発・改良が進められている。

プレキャスト桁の架設工法は、大型移動式トラッククレーンの開発により、職人の技量によらない「機械による架設」が主流になってきたし、現場での作業を減らし「作業能率を上げる」ために、製品のプレキャストセグメント化が主流となってきた。

新しい技術はこの機械化と省力化そして「構造物の耐久性向上」に集約されつつあるようである。作る側からの視点に加え、利用する側の視点が新たに加わってきたという、最近の技術の動向がこの文章から読みとっていただければ幸いである。

なお紹介した橋梁はプレストレストコンクリート建設業協会広報部会のスライド集「橋梁編」の中からピックアップした。必ずしも最新の情報について紹介できなかったことをお断りしたい。

本資料が、今後のPC技術の発展に参考になれば幸いである。

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 P C 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) P C による構造物の補強と P C 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) P C 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 P C 技 術

昭和62年 2 月

(第16回) 新 し い P C 技 術 と そ の 展 望

昭和63年 2 月

(第17回) 新 し い 分 野 で の P C の 活 用

平成元年 2 月

(第18回) 最 近 の P C 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 P C 構 造 *

平成 3 年 2 月

(第20回) P C 技 術 の 役 割 と 発 展 *

平成 4 年 2 月

(第21回) P C 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 P C 技 術 の 実 用 化 *

平成 6 年 2 月

(第23回) 最 近 の P C 技 術 の 展 開 *

平成 7 年 2 月

※印はテキスト在庫あり

平成7年1月30日 印刷
平成7年2月1日 発行

最近のPC技術の展開

頒価 5,000円
(〒500円)

発行者 筒井 武 徳 東京都新宿区津久戸町4番6号
印刷者 井 上 一 次 東京都文京区本郷1-22-6
印刷所 株式会社 東京プリント 同 上

発行所 豊 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京(03) 3260-2521 振替口座 東京7-62774番
FAX. 東京(03) 3235-3370

〒162
東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル
