

最近のPC技術の動向と話題

平成 2 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

総 目 次

最近のプレストレストコンクリート構造物の発展について	1
----------------------------------	---

横浜国立大学 教授 池 田 尚 治
プレストレストコンクリート技術協会 理事

保有水平耐力に基づいたPC造建物の終局強度型耐震設計(案)について	9
---	---

建設省建築研究所 国際地震工学部長 岡 本 伸
京都大学工学部建築学科 助教授 渡 辺 史 夫

PC橋架設工法の変遷と特徴	23
---------------------	----

首都高速道路公団 常任参与 小 村 敏
プレストレストコンクリート技術協会 理事

PC構造物の補修・改築例	41
--------------------	----

首都高速道路公団 保全技術課長 大 塚 昭 夫
日本道路公団 構造技術課長代理 小 川 篤 生
ジェイアール東日本コンサルタンツ(株) 取締役 中 原 繁 則
阪神高速道路公団保全施設部 保全技術課長 吉 川 紀

近頃話題のPC構造物	77
------------------	----

(各開催地域の講師)

PC橋の計画について —PC道路橋計画マニュアル—	147
---------------------------------	-----

(社)プレストレストコンクリート建設業協会

最近のプレストレストコンクリート構造物の発展について

横浜国立大学 教授 池田 尚治
プレストレストコンクリート技術協会 理事

1. 緒言

プレストレストコンクリートの概念は欧米で生れ育ったものであり、我が国では現在でも外国で生れたPC定着工法や架設工法が一般に広く用いられている。この点では我が国は十分に国際的に門戸を開放しているとも言える。我が国におけるプレストレストコンクリート構造物の建設は1950年代以降であり、第2次世界大戦によって欧米からのプレストレストコンクリートに関する情報の入手が著しく遅れたために当初は欧米との技術格差が決定的であった。世界的にみてプレストレストコンクリートの実質的な発展は、1928年のフレシネーの特許以降であるから現在では既に60年以上経過しており、戦争の影響によるギャップも薄められようやく我が国のプレストレストコンクリート技術も欧米諸国と肩を並べる状況になってきたと言える。

また、近年の我が国の諸分野での技術的発展が注目的であることからプレストレストコンクリート技術に関しても我が国での発展が諸外国から関心を持たれているものと思われる。

そこで、ここでは主として我が国におけるプレストレストコンクリート技術の発展の状況を述べ、今後の展望も述べることにしたい。

2. プレストレストコンクリートの展開

我が国のプレストレストコンクリート（以下PCと呼ぶ）は1951年に建設された支間3.6m 3連の長生橋（石川県七尾市）に始まったと言える。この橋は現在も道路橋として役割を果たしている。1989年の現在ではPC斜張橋である支間250mの呼子大橋（佐賀県）の完成を見るに至っている。

1951年から1989年までの約40年間、PCは我が国の社会基盤の建設に大いに活用されてきた。また、高速道路や鉄道、水道施設、その他多くの分野での盛んな建設工事が我が国のPC技術の急速な発展を促してきたとも言える。

我が国では古来より木造構造物が広く用いられてきたが、これは大地震がしばしば発生するために石造構造物が不適当だったからと思われる。コンクリート構造物は人造石の構造物であるから我が国における石造構造の実績が少ない故にコンクリート構造の建設技術は石造構造の実績を持っている国から導入される結果となったものと思われる。PC技術についても状況は同じである。

しかしながら我が国の外国技術の導入は極めて素早く、セメント製造の例を見ても米国でのセメント製造が1871年に開始されたのに対し、我が国ではその4年後の1875年に製造が始められたのである。

我が国にPCの概念が渡来したのは1928年にフレシネーが日本にPCの特許を提出したときに始まる。しかし、1939年にホイヤー著の「鋼弦コンクリート」が入手されるまではこの新しい概念についてほとんど注目されなかった。⁽¹⁾

日本国有鉄道では早くからPCに関する研究を開始し、1951年には我が国初のプレテンションPC枕木を発注した。同年石川県ではプレテンション桁を並列して横締めスラブ橋とした前述の長生橋が竣工したのである。写真1に示すようにこの橋は現在も用いられており、海岸から程近い位置にありながら塩害の影響も見られず、耐久的なPC橋の例を示している。このPC橋を製作架設したのは現地の造船所であって、まだPCの専門会社が設立される前のことであった。なお、この橋は現在のJIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた」の原形となっ

ているものである。

ポストテンションPCに関しては1952年に東京駅のプラットフォームに用いられたのが最初であり、橋梁としては1953年に福井県の東十郷橋が架けられた。

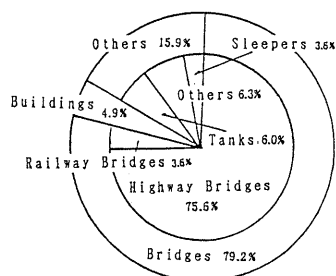
1952年にはフレシネー工法が我が国に導入され、これを用いて支間30mの第一大戸川橋梁が我が国初の鉄道橋として1954年に建設された。翌年には道路橋として支間40mの上松川橋が同様にフレシネー工法によるポストテンションPC桁橋として建設された。

1956年にフレシネーの特許の期間が終了したのを契機としてBBRV工法、ディビダーク工法、レオンハルト工法等の多数の工法が海外から導入され、これらは1964年の東京オリンピック関連の高速道路の建設、新幹線の建設工事その他多くの工事で用いられた。また、我が国で開発されたPC工法もいくつか登場し、PCがコンクリート橋の主流の座を占めるに至った。表一1に以上に述べた我が国のPC技術の発展の状況を年代順に示した。

現在我が国におけるPCの受注量はPC杭およびPCポールを除いて年間約3000億円に達しており、これにPC杭やPCポールを含めると年間約5000億円の規模となっている。図一1に年度順のPCの受注量の推移を示す⁽²⁾。

PCの受注量の内訳は図一2に示す通りであって、橋梁が全体の約80%であり、このうちの約95%が道路橋である⁽²⁾。このことはPCが如何に橋梁の建設に適しているかを物語るものである。これに対して建築へのPCの適用は僅かである。建築の場合、長支間の構造への要求が強くないこと、耐震設計が重要視されていること、などの理由でPCの有利性が必ずしも発揮されにくいものと思われるが、設計施工の過程でPCをシステムチックに活用する方策を確立すればPCの需要は相当に拡大できるものと思われる。最近では建物の床スラブにプレテンションの型枠支保工兼用版を用いる合成スラブが急速に普及しつつあり、プレキャスト化の進行とともに今後建築の分野にもPCが大いに活用されるものと思われる。

スノーシェッドやロ



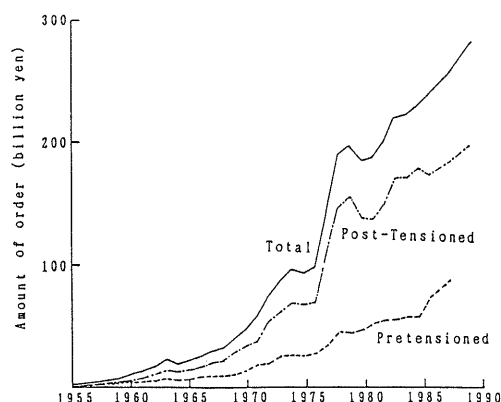
図一2 PC受注量の比率



写真一 長生橋

表一1 日本におけるPCの発展状況

年	PC工法	PC構造物の建設
1951		長生橋 スパン 3.6 m (初のプレテンションPC橋)
1952	フレシネー	
1953		東十郷橋 スパン 7 m (初のポストテンションPC橋)
1954	安部ストランド	大戸川鉄道橋 スパン 30 m (初のフレシネー工法の橋)
1955		上松川橋 スパン 40 m
1957	BBRV	
1958	ディビダーク	
1959	レオンハルト SWA	嵐山橋 スパン 51 m (初のディビダーク工法の橋)
1960	MDC	吉井川橋梁 スパン 33 m (初のレオンハルト工法の橋)
1964		天草3号橋 スパン 160 m
1965	OBC, OSPA, フープコーン	
1968	VSL SEEE	
1970	CCL	
1972		移動支保工による架設
1973		押出し工法による架設
1976		浜名大橋 スパン 240 m (世界最大支間記録ディビダーク橋)
1986	アンダーソン	



図一1 年間受注量の推移

ックシェッドへのP Cの活用，斜面安定へのP Cの活用，等合理的なP Cの活用が今後共拡大するものと思われる。

表一 2 は我が国で用いられているポストテンションP Cの定着工法別の使用実績を示す⁽²⁾。これから明らかなように約62%はフレシネー工法であり，次いでディビダーク工法が約20%である。このような使用実績の傾向は必ずしも世界各国で共通ではなく，国ごとに相当に異なっているようである。

3. 学協会および規準

P C技術協会が設立されたのは1958年であり，1952年に設立されたF I P（国際P C連合機構）の一員として国際的にも活動することとなった。現在P C技術協会の個人会員数は約3000名であって，その推移は図一 3 に示す通りであり，図一 1 に示すP Cの受注量の推移とよく類似している⁽³⁾。

P Cに関する示方書，規準類は土木学会および建築学会でそれぞれ独自に作成している。土木学会では1955年にP C設計施工指針を最初に制定し1961年の改訂を経て1978年にはP C標準示方書を制定するに至った。1986年にはコンクリート標準示方書が限界状態設計法へ移行した際にその中に組込まれた。

土木学会では各種P C工法に関してそれぞれの設計施工指針を定めてコンクリートライブラリーとして刊行してきたが現在はこれらを改訂統括すべくコンクリート委員会の中に小委員会を設置して作業を進めており，1989年度中に成案を得る予定である。

日本工業規格としては1959年に前述のJIS A 5313「スラブ橋用プレストレストコンクリート橋けた」が制定され，翌1960年にはJIS A 5316「けた橋用プレストレストコンクリート橋けた」が制定された。

従来から鉄筋コンクリート製であったコンクリート杭およびコンクリート矢板についてもP Cが適用されるようになり，JIS A 5310 およびJIS A 5326 がそれぞれ定められている。

JIS で定められたP C桁はプレテンション方式であるが，桁端部附近での過大なプレストレス力を低減させるために桁端部近傍のP C鋼材の付着を切る方式を現在検討中であり，また，耐久性および施工性を向上させる目的でI形断面からT形断面に変更される予定である。これによりP CのJIS 桁も相当に合理化されるものと思われる。

P C矢板についても1988年にJIS の改正が行われ新たに波形の矢板が登場した。P C矢板は断面の幅が1 mのものが主であり厚さも20 cm 程度であって鋼矢板とは相当に異なる。しかしながら高圧のウォータージェットとの併用による打込み方法によってN値30以上の地層への打込みも可能となり，今後の急速な普及が期待できる。

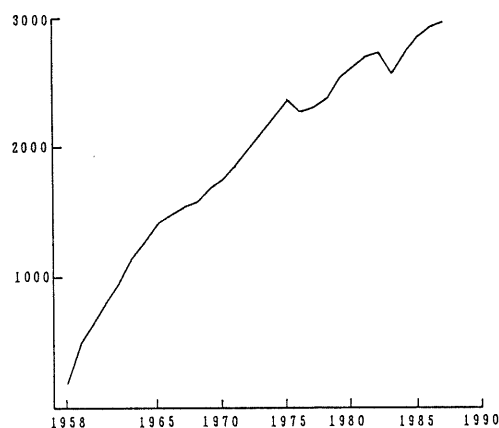
なお，実際のP C工事では道路橋示方書，鉄道橋の設計標準，等が用いられる。

4. 橋 梁

支間3.6 m の長生橋から始まった我が国のP C橋の建設は種々の経験を経て支間20 m ～ 40 m 程度の一般の橋梁に急速に普及した。鉄道橋では車輛走行時の騒音の問題で鋼橋が姿を消し，代ってP C橋が主流となった。また，山間

表一 2 日本におけるポストテンション工法の工法別分類

P C 工法	工事量(億円)	%
フレシネー	1 2 4 7	62.1
ディビダーク	4 0 8	20.3
S M	9 8	4.9
V S L	8 4	4.2
S E E E	4 0	2.0
その他	1 3 1	6.5
計	2 0 0 8	100



図一 3 P C技術協会個人正会員の推移⁽³⁾

部の橋梁の架設に際しては塗装の塗り換え等の維持管理の点でPC橋が有利となり選択される機会が多くなった。

長支間の橋梁については1959年に神奈川県の大井川橋(支間 51 m)の建設に用いられたディビダーク式による片持ち工法の成功を契機として全国的にこの工法が用いられるようになった。首都高速 3 号線渋谷駅前高架橋(支間 81 m, 1964 年), 天草 3 号橋(支間 160 m, 1964 年), 浦戸大橋(支間 230 m, 1972 年)等を経て1976年には当時この形式の橋梁では世界最大支間となった静岡県の浜名大橋の建設へと続いた。

移動支保工による架設方法もヨーロッパから導入され1972年には我が国で最初に首都高速道路公団の 5 号線工事で用いられた。この工法は支保工上に屋根を設けることにより天候に左右されずに工事を計画通りに進めることができ、また繰返し作業によって工事が進められるため施工管理や労務管理が容易である。写真-2 に移動吊支保工による工事の例を示す⁽⁴⁾。

プレキャストブロックを橋軸方向に連結して架設するブロック工法も導入され、各地に建設されたが道路橋示方書でブロック接合部の安全性を高く要求していること、必ずしも施工の合理化が図れなかったこと、等の経済性の点で普及が進まなかった。しかし今後再びこの方式は注目されるものと考えられる。

片側のアバット附近で桁の一部を製作し、順次ジャッキによって押し出して架設する押し出し工法は簡単な設備で長径間の橋梁の建設が経済的に行えるため急速に普及することとなった。ヨーロッパで始まったこの工法は地震国である我が国では適用が難しいのではないかと思われたが、時を経ずして我が国でも中支間の連続桁の架設に広く用いられるようになった。

PCトラス橋については西ドイツのマンガフェール橋(中央支間 108 m, 1958 年)が知られているが、我が国では高性能減水剤使用による超高強度コンクリート(設計基準圧縮強度 800 kgf/cm^2)を用いたPCトラス橋が鉄道橋として建設された。山陽新幹線の岩鼻架道橋(支間 45 m, 1973 年)や久慈線の安家川橋梁(45 m 6 連 + 27 m, 1975 年)などが世界に先駆けて超高強度コンクリートを適用したPCトラス橋として登場したのである。写真-3 に岩鼻架道橋を示す⁽⁵⁾。

片持ち工法を用いた長大支間の橋梁としてコンクリートアーチ橋の架設が開始され、支間 170 m の外津橋が1974年に建設されて以来、日本道路公団の宇佐川橋⁽⁶⁾(支間 204 m, 1982 年, 写真-4), および別府橋(支間 235 m, 1989 年)などが建設された。別府橋の場合、PC鋼棒による斜め吊り形式のトラスを形成して張出し架設をし、中央部は長さ 67 m, 重さ 520 ton の鋼トラス桁を用いて閉合した⁽⁷⁾。勿論鋼トラス桁はメラン材としてコンクリートで巻きたてられた。写真-5 に工事中の別府橋を示す。

両側のアバットから張り出して架設し、中央部に桁を挿入して閉合する工法は、我が国では既に約 300 年前の江戸

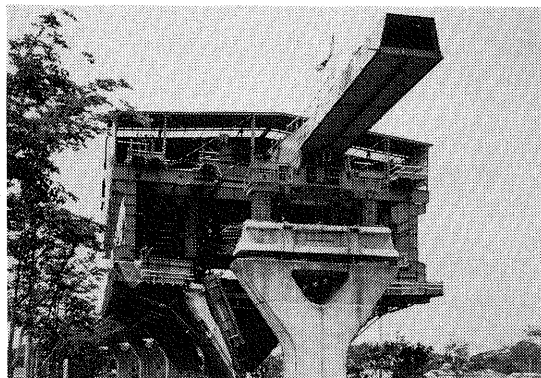


写真-2 移動吊支保工による架設(葛飾一川口線)⁽⁴⁾



写真-3 岩鼻PCトラス橋

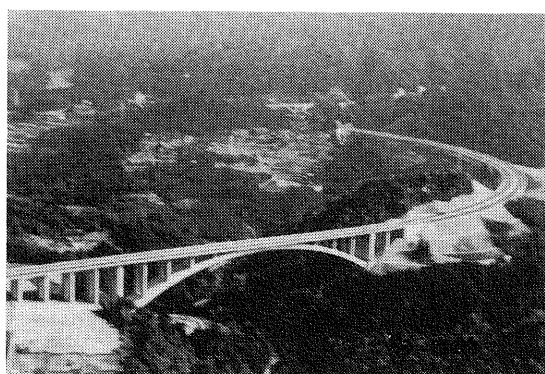


写真-4 宇佐川橋

時代に黒部川に架けられた愛本橋の建設に用いられたのであり注目すべきことである。愛本橋は日本の三奇橋の一つに数えられた橋長60mの木橋であった。何度か架け換えられ、最後の片持式架設橋は今から約100年前の1890年頃まで用いられ、写真が残されている⁽⁸⁾。(写真-6)。東洋一のコンクリートアーチ橋である別府橋と木橋の愛本橋とを比較すると300年の時代差がありながら架設工法が類似しており、誠に興味深い。

長支間の橋梁の建設に対する需要は増々多くなってきたが、片持式架設による桁橋、ラーメン橋あるいはアーチ橋とは異なった形式としてPC斜張橋が登場してきた。PC斜張橋は、ピロンを用いた架設工法がそのまま完成系に應用できるもので架設上からも極めて有利な構造と言える。また、美観上もすぐれているので地域社会のランドマークとなる構造物として市民からも歓迎される構造形式である。支間250mの佐賀県の呼子大橋の完成は我が国のPC斜張橋の本格的な幕あけを告げるものである。写真-7に呼子大橋を示す⁽⁹⁾。

PC斜張橋はその軽快さ故に鋼斜張橋に負けない経済性と美観とを有しており、耐風安定性や耐久性の評価が十分に認識されるようになれば、より大きな支間の橋梁へと発展するものと思われる。

我が国は地震国であるので耐震的な装置を採り入れた橋梁が建設されている。写真-8はSUダンパーと呼ばれる機構を用いたPC橋であって、上部工はPCケーブルで橋脚に弾性的に固定され、地震時の振動エネルギーを滑り支承のクーロン摩擦によって吸収する方式である⁽¹⁰⁾。地震時のエネルギーを吸収する方法としてはオイルダンパーを橋軸方向に設置する方式も実施された。これらはいずれも1960年代に開発実施されたもので今日の免震構造の先駆けである。

5. 種々の構造物

建築技術者が最初にPCを適用したのは国鉄浜松町駅のプラットホームの屋根構造であり、現在も用いられている。建築の分野では体育館等の大支間屋根構造にPCが用いられることが見られるが、一般のオフィスビルにも用いられる例が見られる。写真-9は8階建てのオフィスビルの各階に支間25mのPCはりを用いた例である⁽¹¹⁾。

前述の浜松町駅には羽田空港との接続用のモノレールの

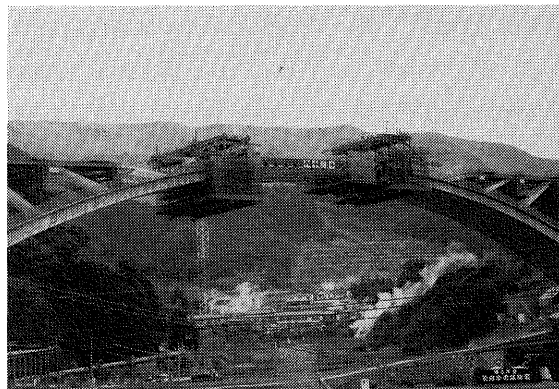


写真-5 別府橋

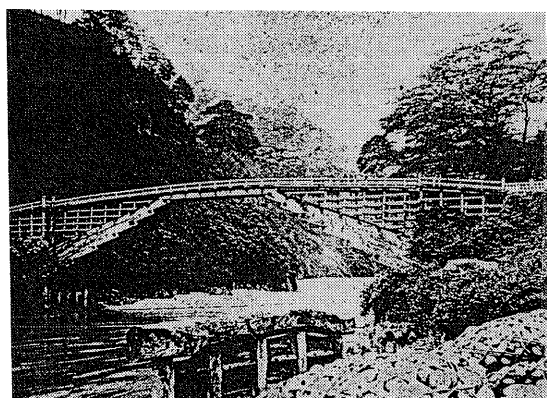


写真-6 愛本橋

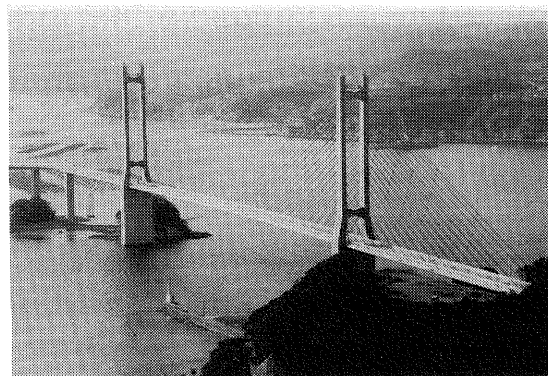


写真-7 呼子大橋

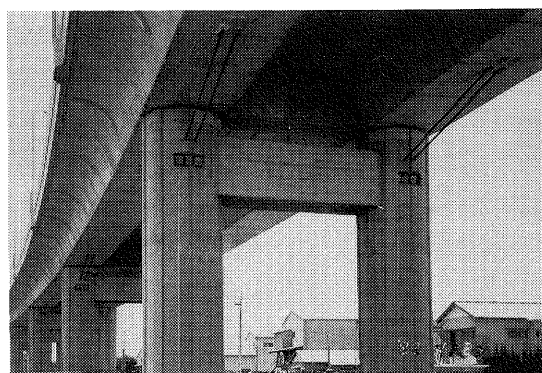


写真-8 免震構造(足立-三郷線)⁽¹⁰⁾

駅も併設されている。このモノレールは延長約 13 km であって、その大半がプレキャスト P C 桁である。1964 年に開通以来、25 年を経過しているが車輛による繰返し载荷や海浜地帯の塩風の影響など厳しい条件のもとで使用されているにも拘らず極めて健全な性能を維持している。

P C は水道用の水槽としても広く用いられ、現在までに 3000 基以上のものが我が国で建設されている。最大容量のものは 35000 m^3 程度のものである。

下水処理槽としては西ドイツで開発された卵形消化槽がその合理的な形状によって我が国でも急速に普及しはじめた。写真一 10 は横浜市に建設されたもので直径が 21 m の P C 卵形消化槽である⁽¹²⁾。

写真一 11 は我が国で最初に建設された P C 原子炉格納容器であって高さ 66 m で約 1500 ton の P C 鋼材が用いられた。発電容量は 1.16 GW であって 1986 年に竣工した⁽¹³⁾。

写真一 12 は 1989 年 9 月に開通した横浜ベイブリッジ（中央支間 460 m の鋼斜張橋）の基礎のフーチングの建設状況を示すものであって、 $56 \text{ m} \times 54 \text{ m} \times 8.25 \text{ m}$ のフーチングは隔壁を有する P C バージとしてドライドックで築造された後に現地まで曳航され沈設された⁽¹⁴⁾。主塔のフーチングは直径 10 m のケイソン 9 基によって支持された多柱基礎であるが、このケイソンにもプレストレスが導入されている。

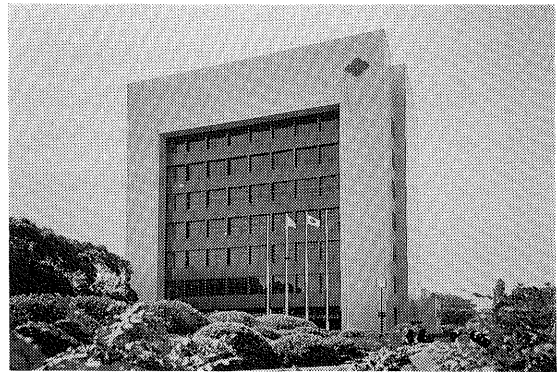
6. 新しい傾向

アルカリシリカ反応や塩害の問題は近年社会的にも重大な問題を提起し、コンクリート技術の一層の開発研究が求められるようになってきた。

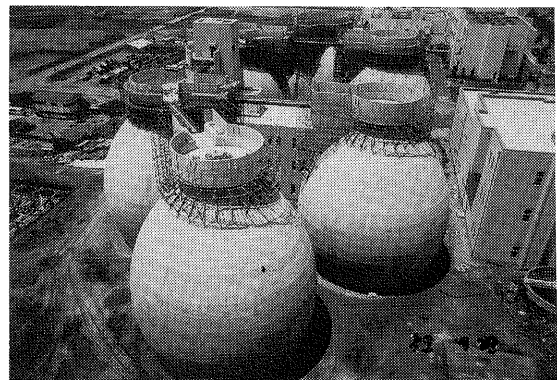
塩分環境にさらされる P C 構造物に対しては P C 鋼材に代って炭素繊維等の補強材の使用が適当である。現在のところ経済的にやや問題があるものの今後の発展が期待できるものである。写真一 13 は我が国で初めて炭素繊維緊張材を用いて製作架設された支間 5.76 m の新宮橋である。この橋は冒頭に述べた我が国初の P C 橋である長生橋と同じく石川県に建設されたものであり、形式も同じくプレテンション桁の横締めしたスラブ橋である⁽¹⁵⁾。

長生橋が日本の P C 構造物の発展の原点となったのと同様にこの新宮橋も P C の今後の発展の一つのきっかけとなるものと思われる。

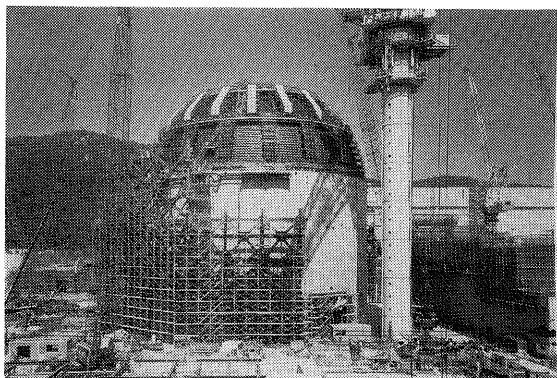
超微粒子であるシリカフェームの活用等により超高強度



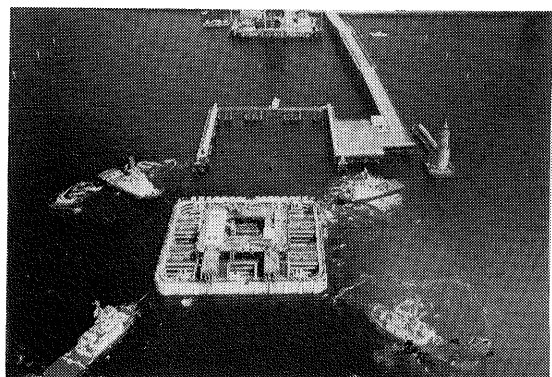
写真一 9 住友電工ビル (11)



写真一 10 卵形消化槽 (横浜市) (12)



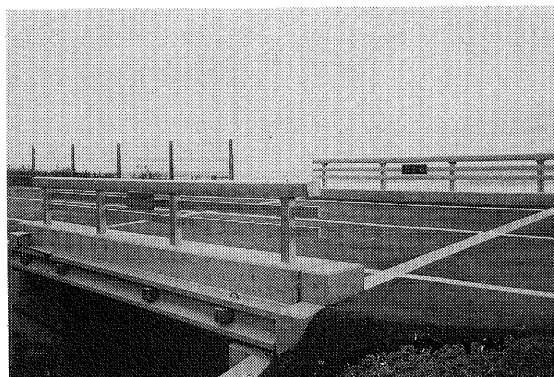
写真一 11 敦賀 PCCV (13)



写真一 12 横浜ベイブリッジのフーチング用の P C バージ (14)

コンクリートも実用化されてきたので、炭素繊維と組合せた新しい薄肉のPC構造物も今後出現するものと思われる。

耐久的コンクリートおよび高強度コンクリートの発展と同時に美観のすぐれた構造物を建設することも一層望まれるようになってきた。これに関連して古いPC構造物の表面を塗装して美観を向上させる対策もとられるようになってきた。首都高速道路の渋谷高架橋がその例である。塩害やアルカリシリカ反応によって損傷を受けたPC構造物の補修や塗装は今後とも極めて重要な課題として調査研究を進める必要がある。



写真一13 炭素繊維緊張材を用いた新宮橋(15)

ロアリング工法を採用した内の倉アーチ橋の建設や、鋼角パイプアーチをロアリングによって閉合した後に中空部にコンクリートを打込んで剛性を高め、これにコンクリートを巻立ててアーチ橋とした城趾橋⁽¹⁶⁾の例などPC技術を応用したコンクリートアーチ橋の架設は合理的な橋梁の架設方法として今後支間のより大きな橋梁に用いられるものと思われる。

7. 海外における最近の傾向

1989年9月28日、29日にシンガポールで開催されたFIP後援の国際会議「プレストレストおよびプレキャストコンクリートの顕著な発展に関する国際シンポジウム」で発表されたLacroix教授、Walther教授、およびWittfoht博士（いずれもFIPの前または現会長）の講演の中からその一部を紹介する。

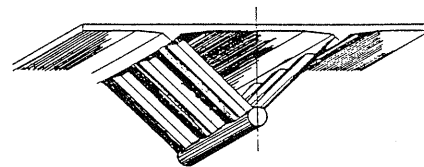
(1) 斜張ケーブル

支間320mのPC斜張橋であるプロトンス橋(1974年)では斜張ケーブルはメタルのダクトの中に挿入され、セメントグラウトの注入によって保護する方式が採用された。しかし、セメントグラウトにひびわれが生じるとその部分でケーブルの疲労の問題が起るので個々のストランドを独立にポリエチレンシースで保護した「たばねケーブル」が適当と考えられる。この場合、シースは黒以外の明るい色で、紫外線にも強く、またシース内には十分な防錆材料を用いるとともに亜鉛メッキしたストランドを用いて一層の安全性を得るようにする。現在ノルマンディー橋を対象として種々の検討が進められている。

斜張ケーブルの規準としては米国のPTI (Post-Tensioning Institute) が1986年に「斜張ケーブルの設計と試験の指針」を刊行し、FIPでも1990年のハンブルクの大会で指針を発表する予定である⁽¹⁷⁾。

(2) 合成構造のPC

現在最も先駆的な合成構造のPC橋はフランスのマウプレ(Maupré)橋である。図一4に示すように下フランジは鋼管の中にコンクリートを充填したものとし、ウェブは鋼折板形式にて自重を小さくしている⁽¹⁸⁾。プレストレス力は外ケーブル方式である。この橋は最大支間53.6mの7径間連続橋であって押出し架設された⁽¹⁹⁾。



図一4 Maupré橋の構造(18)

(3) 外ケーブル方式

PCケーブルを断面外に配置する外ケーブル方式(exterior cable)は近年多くの橋梁に用いられているが、過大

荷重が生じてコンクリートにひびわれが発生すると付着がないためにケーブルが全長にわたって伸びることにより、ひびわれが大きく開口し、その部分の圧縮側コンクリートが急激に圧壊することがある。この問題に対しては既にデッシンガーが1936年に通常の鉄筋を併用することによって解決したことに留意すべきである。

クエイトのブビアン橋は立体トラスのウェブで外ケーブル方式を採用したが、この構造の耐久性については今後充分な観察が必要である。

外ケーブル方式と類似の形式として斜張橋があり、長支間の橋梁に広く用いられるようになってきた。この場合、ケーブルは桁の上側に配置されるのが常であるが、図-5に示すように引張材を桁の下側に配置する方式もあり実際に用いられている²⁰⁾。

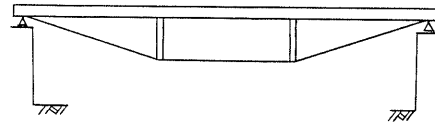


図-5 斜材を桁の下側に配置した形式

8. おわりに

コンクリート、緊張材、設計法および施工法の進歩に伴って、PCには今後の大きな発展の可能性が秘められている。この可能性を追究するには、豊かな創造性と、熟考された論理に裏付けられた議論とが必要である。この議論の場として1990年10月16日、17日に金沢で開催予定のPCのシンポジウム（PC技術協会主催）やFIPの国際シンポジウムや大会などを活用したいものである。

参 考 文 献

- (1) PC建設業協会、プレストレストコンクリートの30年、PC技術講習会テキスト pp. 153～179, 1986年1月, PC技術協会
- (2) プレストレストコンクリート(年報), Vol. 15, 1988年, PC建設業協会
- (3) 30年のあゆみ, PC技術協会, 1989年5月
- (4) PC技術協会誌, 26巻4号表紙写真, 1984年
- (5) 同 上, 22巻3号, p. 56, 1980年
- (6) 同 上, 24巻3号, p. 58, 1982年
- (7) 伊藤 他, 別府橋, セメントコンクリート, No.496, 1988年6月号
- (8) 富山県道路課編, 富山の橋, p. 27, 1989年
- (9) PC技術協会誌, 29巻1号, p. 56, 1987年
- (10) 同 上, 26巻5号表紙写真, 1984年
- (11) 同 上, 26巻1号表紙写真, 1984年
- (12) 同 上, 29巻4号表紙写真, 1987年
- (13) 同 上, 28巻特別号表紙写真, 1986年
- (14) 同 上, 27巻1号表紙写真, 1985年
- (15) 同 上, 31巻2号表紙写真, 1989年
- (16) 山本, 佐川, 小林, 遠山, 合成アーチ巻立て工法による城趾橋の設計と施工, 橋梁と基礎 23巻11号, 1989年11月号
- (17) Lacroix, R., Cable stay technology, International Symposium on Noteworthy Developments in Prestressed and Precast Concrete, pp.157～161, Sept. 1989, Singapore
- (18) Walther, R., New trends and developments in bridge construction, International Symposium on Noteworthy Developments in Prestressed and Precast Concrete, pp.337～344, Sept. 1989, Singapore
- (19) 猪股俊司, プレストレスされた鋼・コンクリート組合せ橋梁, PC技術講習会テキスト, pp. 1～21, 1989年2月, PC技術協会
- (20) Wittfoht, H., Innovative methods in concrete bridge construction, International Symposium on Noteworthy Developments in Prestressed and Precast Concrete, pp.349～355, Sept. 1989, Singapore

保有水平耐力に基づいたPC造建物の終局強度型耐震設計(案)について

建設省建築研究所国際地震工学部長 岡 本 伸
京都大学工学部建築学科助教授 渡 辺 史 夫

1. はじめに

PC造建物に対しては、昭和35年の建設省告示第223号の公布および36年の日本建築学会「プレストレストコンクリート設計・施工規準」の制定以来、地震荷重等の短期荷重に対しては、許容応力度設計の代わりに終局強度設計法が適用されてきた。これは、与えられた外力($C_0=0.2$ に相当する地震力, Q_0)と鈎合系をなす弾性設計応力 K を係数倍(r_0 倍, 実際の設計では $r_0=1.5$)した応力 $1.5K$ と長期荷重による応力 G (固定荷重による応力)および P (積載荷重による応力)を組み合わせた応力を断面の曲げ終局耐力が下回らないこと、および部材のせん断破壊が曲げ破壊に先行しないこと等を保証するように設計を行うという方法である。

このような設計法は、弾性的に挙動する範囲が広いPC構造になじみやすいものであったという理由があったにせよ、建築物の保有水平耐力係数として少なくとも0.3以上の数値を確保し得る設計体系であったという点で、昭和56年の建築基準法施行令耐震関連規準の改正の精神を先取りしていたということで高く評価できる。

しかし、従来PC構造に適用されて来た終局強度設計法では、設計で想定した地震力(ベースシア係数にして0.3)を超えた地震力が作用した場合の構造物の挙動に関しては、必ずしも十分な設計上の検討がされるわけではない。

これに対して、大地震動が建物に作用した場合に、建物各層ができるだけ均一に地震エネルギーを消費し得るような望ましい崩壊材構を想定した終局強度設計法が、ニュージーランドのT. Paulay等によって提案され、これがニュージーランドのコンクリート構造物の設計基準にとり入れられた。また日本建築学会においても、このような考え方に基づいて、1988年10月に「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針(案)同解説」が出版された。

PC造建物に関しても、従来から適用されてきた終局強度型の設計法を見直し、建物の崩壊機構に対応した適切な設計法を確立すべく、日本建築学会PC構造運営委員会・耐震設計小委員会において検討が進められてきたが、設計法の概要がほぼまとまったので、ここに紹介する。但し、部材靱性確保のための配筋法の詳細等に関しては現在検討中であり、また別の機会に紹介することとしたい。

2. 保有水平耐力に基づいたPC建物の終局強度型耐震設計

2.1 基本的な考え方

保有水平耐力という言葉は、様々の解釈があり学術的にも明確には定義されていない。あえて定義するならば、保有水平耐力とは、ある仮想の地震静的水平力分布型を与えその分布型で漸増比例載荷した場合、建物崩壊時にその各層の負担している水平層せん断力と言えよう。この定義に従えば、層崩壊を生じるような建物の場合には崩壊層はその層の持っている保有強度に到達しているが、他の層はまだ余力がある状態であるという矛盾が生じる。このように、保有耐力という言葉の定義そのものが曖昧ではあるが、先に述べた定義に従うものとする。従って、設計に於ける基本的な考え方は、ある仮定された静的地震水平力(一般にはベースシア係数と高さ方向の分布形により与えられる)が建物に加わった場合、全体崩壊形を含めて建物が崩壊しないこと、すなわち保有水平耐力が静的地震水平力を上回るということになる。

建物を静的水平地震力に基づいて設計する場合には、各層のスラブ位置に与えられる水平地震力は、建物高さ方向の分布形とベースシャー係数によって与えられる。建物高さ方向の地震力分布形は、「新耐震設計法(案)」¹⁾ および「地震荷重案」²⁾ に述べられており現在広く用いられているいわゆる A_i 分布および同種の非線形分布、または「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説(案)」³⁾ に述べられている逆三角形分布およびそれに頂部集中荷重を加え合わせたものが一般的である。ベースシャー係数（ここでは最大級の地震に対するものとして C で表す）は建物最下層における建物重量に対する地震水平せん断力の比率で、規準値（弾性応答の平均値）として $C=1.0$ すなわち $1.0 \cdot g$ の静的地震力を考え、建物の構造形態、変形特性および想定崩壊形等によって低減した値をとる。現行の耐震設計ルールに於ける構造特性係数 D_s 値がこの低減係数に相当するものであり、設計用ベースシャーは、

$$C = 1.0 \cdot D_s \quad \dots\dots\dots (1)$$

で与えられる。低減の基本原理は Newmark 等⁵⁾ によるエネルギー一定則であり、これによれば、構造的に要求される平均的な建物のじん性率 μ と D_s 値は下式で関係づけられる。

$$D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1} \quad \dots\dots\dots (2)$$

このようにして与えられた静的地震水平力に対して、建物が保有する水平耐力がそれを下回らないようにするのが保有水平耐力に基づいた耐震設計である。

建物に要求される保有水平耐力を確保するための手法としては、与えられた静的地震荷重に対して建物の線形解析（部材剛性の適切な評価を含む）を行い、クリティカル断面および部材に、線形解析結果から要求される強度を与えればよい。すなわち、静的許容状態（力の釣合）が満足されているのでこのように設計された建物の静的地震荷重は真の崩壊荷重（保有水平耐力）の下界を与えることになり、耐震設計に於ける条件（保有水平耐力＞静的地震荷重）が満足される。ただし、クリティカル断面にある程度の塑性変形能力（塑性理論の下界の定理が成り立つ為には、崩壊機構に至るまですべての部材が完全弾塑性的挙動を示さなければいけない）が必要なことは当然であるが、設計の流れとしては一方向（手戻りが無い）であり極めて明快である。図1にこの設計フローの概略を示す。なお、この考え方はPC建造物の耐震設計ではすでに取り入れられており、「構造計算指針・同解説」⁶⁾ のなかに設計ルート 3・a として示されている。

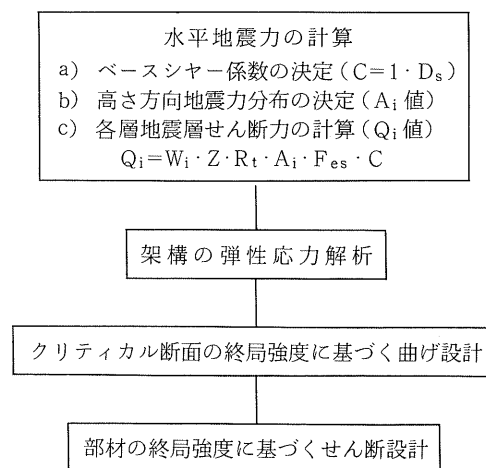


図1 終局強度設計の概略

このような、終局強度型設計の行われた建物の耐震安全性を確保するためには、建物の特性に応じたベースシャー係数の決定、ヒンジ想定部位に対するじん性の確保およびじん性に依存する建物の場合に於ける脆性的な破壊（曲げ圧縮破壊、せん断破壊等）の防止にある。以下に設計の基本思想およびその実現手順を述べる。

2.2 骨組み架構耐震設計の基本的考え方

鉄筋コンクリート建物の耐震設計のきわめて明快な概念として、梁部材のじん性に依存した終局強度型設計法がある。これは、ニュージーランドの T. Paulay 博士⁴⁾により提案されたもので、Strong Column-Weak Beam の機構に基づいてはり降伏型の崩壊型を確実に実現する設計手法であり、鉄筋コンクリート建物の耐震設計法としては極めて合理的な考え方であり、日本建築学会に於いても同様の考えに基づいた「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説(案)」³⁾が提案されている。P C 構造の耐震設計に於いてもこの考え方を導入することは可能であるが、必ずしも合理的な設計になるとは言えない。なぜならば、スパンの大きい P C 構造の場合には、長期鉛直荷重に対して多量の P C 鋼材が配置され、柱・梁接合面に於ける P C 梁断面の曲げ強度が耐震設計上要求される値以上に増大する。その結果、Strong Column-Weak Beam 機構を 2 方向入力をも含めて確実に実現(梁降伏を保証)する為には、極めて大きな(非現実的)柱断面になる場合がある。このような場合には、柱降伏による層崩壊型(部分崩壊型)発生の可能性を許容し、潜在的崩壊層に対する要求保有水平耐力を大きくする(設計用ベースシャー係数 C を大きくすることにより耐震性能が確保されれば、より合理的かつ経済的な設計が可能となる。従って、ここで示す設計の基本フローは、Strong Column-Weak Beam 機構を確実に保証するはり降伏保証じん性設計のみでなく、各層の柱崩壊による層崩壊型の可能性をも許容する一般じん性設計も取り入れた考え方となっている。またプレストレストコンクリート梁部材特有の履歴復元力特性(純 R C に比べて、P C 梁の高復元性・原点指向性の為に対応変位が若干大きくなる)を考慮して、最大級地震に対するベースシャー係数を純 R C よりも若干大きめの値としている。本項の考え方は純骨組建物および強度型設計建物に対するものとし、壁脚部で曲げまたは回転降伏する耐震壁を含む骨組に対しては“2.3 耐震壁を含むじん性架構に対する考え方”の項でその取扱を述べることにする。また、ここでは中小地震に対する設計は示さない。すなわち、最大級地震に対する終局強度型設計が行われていれば、当該構造物が中小地震を受けた際には問題となる様な構造被害が生じないと考えている。

2.2.1 材料強度の定義

骨組の靱性設計に於いては、設定した崩壊機構の形成を保証(はり降伏保証じん性設計)する為に断面および部材の諸強度を定義しておく必要があり、以下のような定義が一般に用いられており、ここでも同様の定義を用いる。

- 部材信頼強度 : 部材の寸法誤差、強度算定式の不正確さおよび材料強度のばらつきを考慮した信頼できる強度。
- 部材平均強度 : 部材の平均寸法(一般には設計断面)および材料の平均強度に基づく部材強度。
- 部材上限強度 : 規格強度に対する材料強度の増大、塑性変形時に於ける鉄筋のひずみ硬化による強度増大、設計上要求される鉄筋断面積に対する実配筋断面積の増大および梁断面抵抗モーメントに対するスラブ筋の寄与などのすべての上昇要因を考慮した強度。

ここで示す設計手順では、普通鉄筋および P C 鋼材の部材設計用材料強度として、部材信頼強度算定用強度(信頼強度と呼ぶ)、部材平均強度算定用強度(平均強度と呼ぶ)および部材上限強度算定用強度(超過強度と呼ぶ)を表 1 のように与える。コンクリート強度としてはその最小保証値としての設計基準強度 F_c を用いる。

表 1 鉄筋および P C 鋼材の部材設計用材料強度

鋼 種	信 頼 強 度 σ_y, σ_{py}	平 均 強 度 $\sigma_{ym}, \sigma_{pym}$	超 過 強 度 $\sigma_{yu}, \sigma_{pyu}$
SD 30 ~ SD 35	規 格 降 伏 点	$1.1 \sigma_y$	$1.3 \sigma_y$
SD 40	規 格 降 伏 点	$1.1 \sigma_y$	$1.25 \sigma_y$
P C 鋼 材	規 格 降 伏 点	$1.15 \sigma_{py}$	$1.18 \sigma_{py}$

$\sigma_y, \sigma_{ym}, \sigma_{yu}$: 鉄筋の信頼強度、平均強度および超過強度
 $\sigma_{py}, \sigma_{pym}, \sigma_{pyu}$: P C 鋼材の信頼強度、平均強度および超過強度

2.2.2 設計地震荷重

各層に対する設計地震層せん断力は、次式で与える。

$$Q_i = C_i \cdot W_i \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot F_{es} \cdot C \quad \dots\dots\dots (4)$$

Q_i : 地震層せん断力, W_i : i 層より上の建物重量, Z : 地域係数⁶⁾, R_t : 振動特性係数⁶⁾,
 A_i : せん断力分布係数, F_{es} : 偏心率および剛性率係数⁶⁾, C : ベースシャー係数

A_i の形状としては、新耐震設計⁶⁾に用いられているいわゆる A_i 分布または文献(3)に示されている逆三角形分布(+頂部集中荷重)を用いる。

C の値は、下に示すように設計における想定建物種別により異なったものとする。すなわち、 C の規準値(RC構造に対応)を設計建物が梁端ヒンジを基本とするはり降伏保証じん性建物の場合を0.35、じん性非依存型(強度型)の場合を0.50とする。

a) はり降伏保証じん性骨組み建物(BDF: Beam-sidesway Ductile Frames)

定義は、最上階柱頭、最下階柱脚および高引張軸力の生じる高層多スパン建物の最外柱を除いて柱にはヒンジを発生させず梁端降伏ヒンジにより全体崩壊型を示すものである。すなわち、柱・梁接合部に入力する梁端ヒンジ上限曲げ強度、2方向応答および動的効果に対して柱が弾性範囲にとどまることを保証しなければならない。

$$\text{BDF 建物} : C = \eta_{\text{BDF}} \cdot 0.25 \quad \dots\dots\dots (5)$$

b) 一般じん性骨組み建物(GDF: General Ductile Frames)

定義は、建物の構成部材のじん性に依存するが、最終崩壊型がある層に於ける柱頭および柱脚部ヒンジの発生による崩壊となる可能性のあるシステムであり、すべての層が潜在的に崩壊層になり得る。但し、各層間の強度のバラツキ(各層に要求される水平せん断強度にたいする各層の保有する水平せん断強度のバラツキ)が大きいと弱層に変形が集中する可能性があるので、建物高さ方向の剛性率の考慮に加えて保有水平せん断強度の分布にある制限が必要となる。また、この建物の場合にはすべての柱および梁クリティカル断面が潜在的にヒンジとなり得るので、設計に於いては当該場所にヒンジの発生を想定した設計を行っておく必要がある。

$$\text{GDF 建物} : C = \eta_{\text{GDF}} \cdot 0.35 \quad \dots\dots\dots (6)$$

c) 強度抵抗型建物(SRS: Strength Resisting Structures)

定義は、じん性によるエネルギー吸収に依存しないもので、いわゆる強度設計となる。

$$\text{SRS 建物} : C = 0.50 \quad \dots\dots\dots (7)$$

なお、(5)および(6)式における η_{BDF} および η_{GDF} の値はプレストレストコンクリート梁の復元力特性と鉄筋コンクリート梁の復元力特性の差(履歴吸収エネルギー)によるもので、鉄筋コンクリート建物に対する場合を規準(1.0)とし、表2のように与える。すなわち、建物の動的応答解析結果によると、履歴復元力特性が原点指向性の強いPC梁を含む場合には、その影響によって応答変位が通常のPC建物に比べて若干大きくなる。この影響の度合を、プレストレスのレベルおよび想定崩壊型に応じて与えたのが、 η_{BDF} および η_{GDF} である。参考として岡本⁷⁾により実施された動的応答解析結果を、図2および図3に示す。図2および図3は、それぞれ、1質点系および多質点系に関する動的応答解析結果より得られたPC造建物の純RC造建物に対する変位応答増大率を示すものである。1質点系の

解析は、下記のパラメーターについて行われたものである。

- a) ひびわれ震度と降伏震度の比 $k_c / k_y = 1/2, 1/3$
- b) 降伏震度と1.0に基準化した地動の最大震度の比 $k_y / k_g = 0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5$
- c) 降伏点剛性に対する周期と初期剛性に対する周期の比 $T_y / T_i = 2, \sqrt{2}$
- d) 地震波 エルセントロ 1940 NS, 八戸 1968 EW

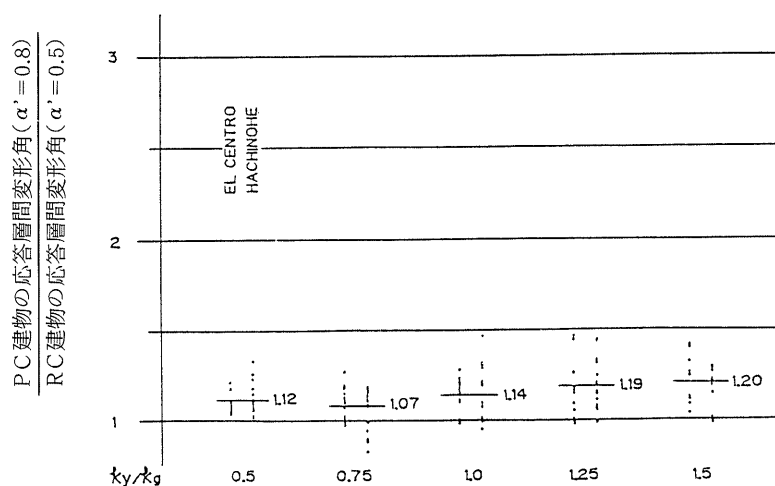


図2 1質点系PC建物の応答変形増大率

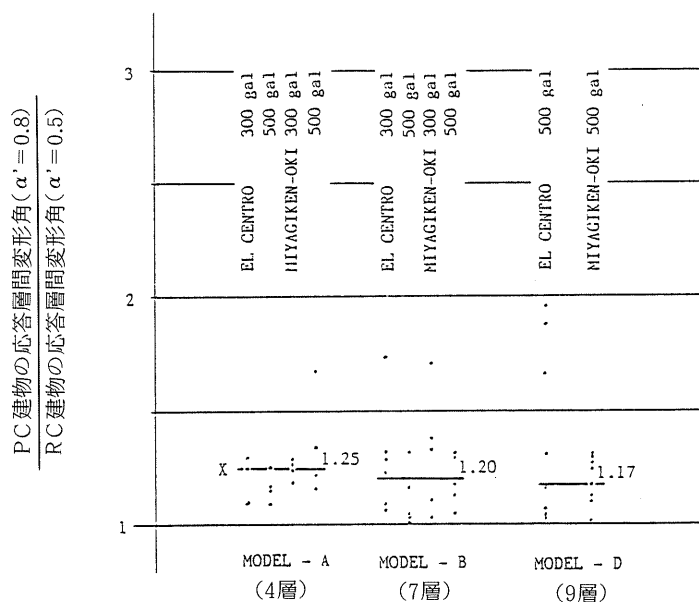


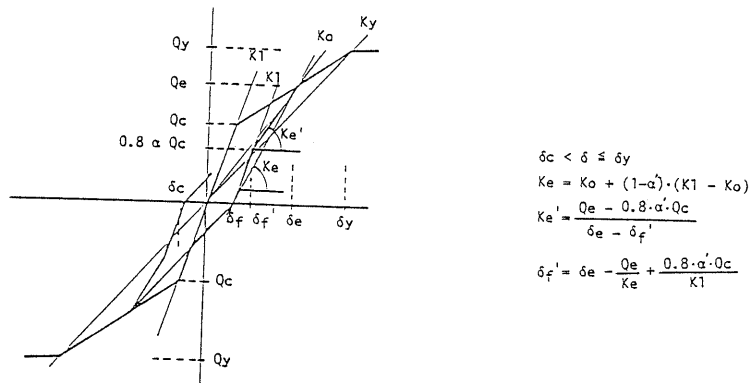
図3 多質点系PC建物の応答変形増大率

多質点系の解析は、4、7、9層のPC造建物について実施した。各層の耐力および剛性は、実施設計資料をもとに定めた。地震波は、エルセントロ、1940 NS および宮城県沖地震 1978 NS を用いた。

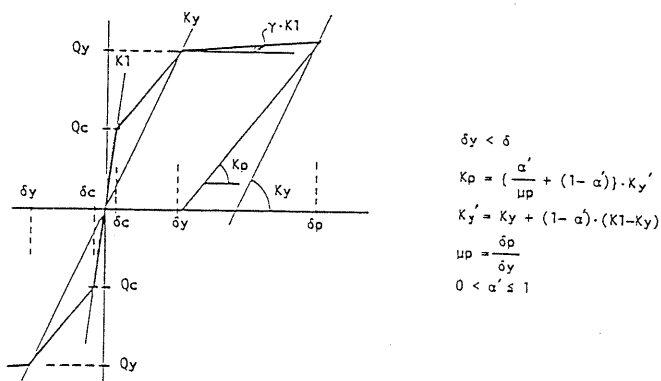
これらの解析に用いたPC造及びRC造の荷重、変形特性を図4に示す。図4に見られるようにひびわれ以後の除荷時の剛性は、 α' の関数となり、 α' の値が減少すると、履歴エネルギー消費が大きくなる。RC造およびPC造に

相当する α' の値はそれぞれ 0.5 および 0.8 程度と考えてよい。これ等 α' の値は RC および PC 部材、架構の正負繰り返し加力実験から得られた等価粘性減衰定数と解析に用いた履歴ループから得られたそれとの比較より推定した値である。

a) 降伏前



b) 降伏後



c) 荷重履歴の例

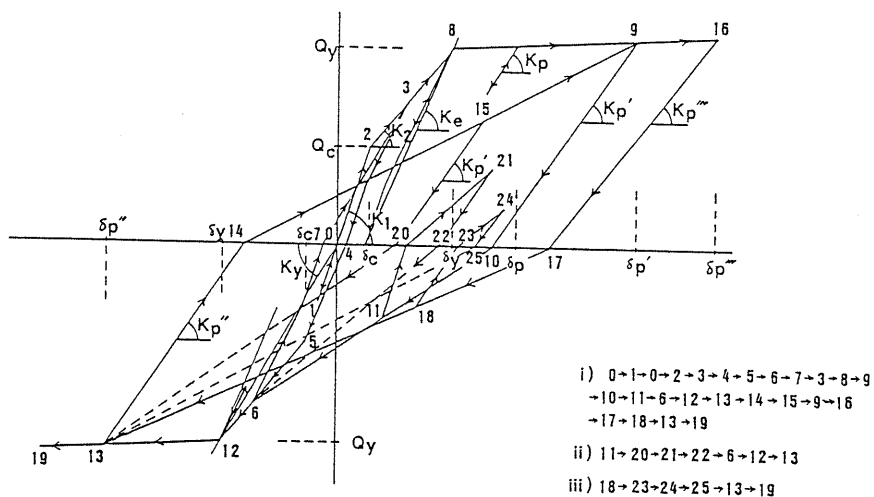


図4 荷重-変形曲線のモデル化

これ等の解析結果より、P C梁を含む建物の最大応答変形は、同じ耐力、剛性を有する純R C建物に較べて、平均1.07～1.25倍となることが解る。表2は、これ等の解析結果を反映し、梁種別によるベースシア係数の修正係数を示すものである。

表2 2 梁種別による修正係数

梁	R C	P R C	P C
η_{BDF}	1.0	1.1	1.2
η_{GDF}	1.0	1.05	1.10

2.2.3 架構の応力解析

架構の応力は、プレストレス導入による不静定応力、地震荷重、地震時積載荷重および固定荷重の組合せに対して、線形解析により求める。解析で用いる部材剛性は、ひび割れの有無を考慮して適切に定める。但し、ひび割れを考慮する場合には降伏点剛性以下としてはいけない。例えば、ニュージーランド基準⁸⁾では、軸力のある柱の場合には全断面有効とした断面剛性を用い、梁の場合には全断面有効とした場合の0.5倍をとるように規定されている。文献(3)では、その目安としてヒンジの生じない梁および柱に対しては全有効とした弾性剛性を、片側にヒンジの生じる柱および梁に対してはその0.7倍を、両端にヒンジを生じる梁および柱に対してはその0.3～0.5倍をとるよう規定している。また、両者共に、梁に於けるスラブの寄与を考慮するよう規定されている。P C梁を含む建物の場合には、P C梁が柱同様に元軸力の存在する場合と考えられるので、P C梁に対しては全断面有効としてもよいであろう。

〔U+G+P+K〕 U：不静定応力、G：固定荷重、P：積載荷重、K：地震荷重 …… (3式)

架構の応力解析を行う場合に、各国の基・規準等ではより合理的な断面設計を可能とする為に、ある条件の下でモーメントの再分配を許容している。P C構造物の場合にも同様で、ある条件のもとモーメントの再分配を許容することがより合理的な建物設計を可能とする。再分配の方法については文献(3)および(4)を参照すればよいが、一般的に言ってP C梁は弾性的性質が卓越しているので純R C建物の場合に比べて再分配量を小さい目にとる必要があろう。

2.2.4 部材設計

2.2.4.1 梁の設計

a) 曲げ設計

梁各断面の曲げ信頼強度は、不静定応力、固定荷重、地震時積載荷重および地震水平荷重のもとでの梁各断面の2.2.3項による解析上の曲げモーメントの値を上回らなくてはならない。

$${}_B M_{RU} \geq {}_B U_M + {}_B G_M + {}_B P_M + {}_B K_M \quad \dots\dots\dots (8)$$

但し、ヒンジ(1.5Dの範囲)部分には要求される曲げじん性の確保を、引張鋼材係数の制限もしくは横補強筋の使用により行わなければならない。ヒンジに要求される回転角としては、全体崩壊型の想定ヒンジ部に対しては、R=1/50程度、層崩壊型の潜在的ヒンジ部に対しては、R=1/75程度をとる。

b) セン断設計

ヒンジを想定する場合：

$$\text{非ヒンジ部} \quad {}_B Q_{RU} \geq ({}_B M_{0,1} - {}_B M_{0,2}) / L_B + {}_B U_Q + {}_B G_Q + {}_B P_Q \quad \dots\dots\dots (9 \cdot a)$$

$$\text{ヒンジ部(1.5Dの範囲)} \quad \underline{0.90} \cdot {}_B Q_{RU} \geq ({}_B M_{0,1} - {}_B M_{0,2}) / L_B + {}_B U_Q + {}_B G_Q + {}_B P_Q \quad \dots\dots\dots (9 \cdot b)$$

$$\text{ヒンジを想定しない場合：} \quad {}_B Q_{RU} > {}_B U_Q + {}_B G_Q + {}_B P_Q + {}_B K_Q \quad \dots\dots\dots (10)$$

曲げ終局強度 ${}_B M_{RU}$ の算定は、断面の力の釣合と歪の適合条件を用いて求める。せん断終局強度 ${}_B Q_{RU}$ の算定には、学会 P C 規準式または荒川 min 式を用いる。ヒンジ部のせん断設計は、ヒンジが要求回転角に達するまで脆性的なせん断破壊を生じさせないことが基本となる。文献(3)のせん断設計にはこの概念が導入されているが、P C 梁に対する十分なデータが欠如している。従って、ここでは耐力低減係数を用いることにより間接的にヒンジ部の塑性回転を保証する手法をとった。

${}_B U_M, {}_B G_M, {}_B P_M$: 不静定応力, 固定荷重および積載荷重による梁モーメント

${}_B K_M, {}_B K_Q$: (3)および(4)式の地震荷重による梁モーメントおよびせん断力

${}_B M_{RU}$: 材料の信頼強度に基づく梁断面終局曲げ強度で、スラブの有効幅を考慮

${}_B Q_{RU}$: 材料の信頼強度に基づく梁終局せん断強度

${}_B U_Q, {}_B G_Q, {}_B P_Q$: 不静定応力, 固定荷重および積載荷重による梁せん断力

${}_B Q_U$: 梁両端部のヒンジ部抵抗モーメントが上限曲げ強度に達していると仮定した時のせん断力で,
 ${}_B Q_U = \sum |{}_B M_0| / L_B$ で与えられる。

L_B : 梁内法長。

${}_B M_0$: 梁ヒンジ部の上限曲げ強度で、表 1 に示す材料強度値を用いスラブの有効幅を考慮。

${}_B M_{0,1}, {}_B M_{0,2}$: 梁の左端および右端の上限曲げ強度 (${}_B M_0$)。

2.2.4.2 柱の設計

a) 曲げ設計

ヒンジを想定する場合：

$$\text{BDF 建物} \quad {}_c M_{RU} \geq {}_c G_M + {}_c P_M + {}_c K_M \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\text{GDF 建物} \quad ({}_c G_M + {}_c P_M + (r+1) \cdot {}_c K_M) \geq {}_c M_{RU} \geq {}_c G_M + {}_c P_M + {}_c K_M \quad \dots\dots\dots (12 \cdot a)$$

$$r = 0.30 \quad \dots\dots\dots (12 \cdot b)$$

但し、ヒンジ (1.5D の範囲) を想定する場合には要求される曲げじん性の確保を、横補強筋の使用等により行わなければならない。要求される柱ヒンジ部の回転角としては、全体崩壊型の場合には、 $R = 1/67$ 程度、層崩壊型の場合には、 $R = 1/50$ 程度とし、高軸力柱にはさらに厳しい横補強筋が要求される。

また、ここで一般じん性建物 (GDF) の ${}_c M_{RU}$ に上限を設けたのは、各層の強度分布が設計で仮定した地震力分布から大きく逸脱すると最弱層に変形が集中することを防止する為であり、ここでは動的解析結果に基づいて、仮定した地震力に基づく柱応力に対して各層柱の強度のバラツキの上限を30%とした。ただし、考えている層に含まれるある柱の終局曲げ強度 ${}_c M_{RU}$ (12) 式を満足しなくても、層としての水平せん断強度が $(1+r) \cdot Q_i \sim 1.0 \cdot Q_i$ の範囲にあればよい。また、一般じん性建物層崩壊型建物の最弱層の層強度が、設計用ベースシャー係数 C に対応して要求される層強度よりも大きい場合にはこの制限値 r は増大させることができると考えられる。どの程度増大させ得るかにについては詳細な動的解析の結果によらざるを得ないが、現時点では精度の高い定量化は困難である。そこで、Newmark のエネルギー一定則の仮定および動的解析結果に基づいてその目安を以下に示す。

Newmark のエネルギー一定則に基づく、弾塑性応答を示す以下の2つの振動系の変位応答値の比率は(13)式の μ で与えられる。すなわち、層強度が β 倍になれば層の変位応答値は μ 倍になる。

振動系 a) : ベースシャー C に対応した層強度を保有する基準系

振動系 b) : ベースシャー $\beta \cdot C$ に対応した層強度を保有する系 ($\beta > 1.0$)

$$\mu = \{ \beta^2 + (1/C)^2 \} / [\beta \{ 1 + (1/C)^2 \}], \quad \mu < 1.0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

次に、最弱層の強度増大係数 β と最強層に対する許容強度増大率 r の関係を求める。

ベースシャー係数 $C = 0.35$ で、 A_i 分布どおりの建物高さ方向強度分布を持つ建物 (A_i 分布建物) の応答層間変位 δ_a と最弱層の層強度が $C = 0.35$ 相当で最強層が $C = 0.45$ (約30%増し $r' \approx 0.3$) の建物 (非 A_i 分布建物) の応答層間変位 δ_b の各層に於ける比率の最大値は、8層せん断型モデルの応答解析結果に基づく、1.5程 $\delta_b / \delta_{a, \max} = 1.5$ となっており、非 A_i 分布建物の最弱層 (i 層) で生じている。すなわち、 i 層に於いては $\delta_b = 1.5 \delta_a$ である。但し、 δ_b はほぼ許容値におさまっておりこれが(12)式で $r = 0.30$ とした理由である。ここで、最弱層に対する最強層の強度増大率が r' のときの最弱層の層間変位応答増大率 λ が線形関係にあると仮定すると、

$$\lambda = 5 \cdot r' / 3 \quad \dots\dots\dots (14)$$

先の線形関係の仮定より、最弱層の層強度が $\beta \cdot C$ に相当する場合に、最強層の層強度が $r' \cdot \beta \cdot C (= r \cdot C)$ 相当となった場合の応答倍率 λ' は、(14)式の関係より、

$$\lambda' = 5 r' / 3 = (5 r / 3 \beta) \quad \dots\dots\dots (15)$$

となる。従って、この場合の最弱層の変位応答値 δ は、(13)式の仮定を用いて、

$$\delta = \mu \cdot \delta_a \cdot (1 + \lambda') = \mu \cdot \delta_a \cdot (1 + 5 r / 3 \beta) \quad \dots\dots\dots (16)$$

となり、 $\delta = 1.5 \delta_a$ (許容値) とおくことにより、 r の許容最大値が(17)式で得られる。

$$r = 0.6 \beta (1.5 / \mu - 1) \quad r \geq 0.3 \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで、 $C = 0.35$ を規準とした場合の μ 、 β および r の関係を表3に示す。

表3 一般じん性建物における最強層の許容強度上昇比 r

β	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2	1.25
$\beta \cdot C$	0.35	0.368	0.385	0.403	0.420	0.438
μ	1	0.963	0.930	0.900	0.873	0.849
r	0.30	0.351	0.405	0.460	0.517	0.575

r : ベースシャー $C (= 0.35)$ および A_i 分布より要求される層強度に対する許容層強度上昇比

ヒンジを想定しない場合： $cM_{RU} \geq \beta \cdot \lambda \cdot cM_U \quad \dots\dots\dots (18)$

b) せん断設計

ヒンジを想定しない場合： $cQ_{RU} \geq \underline{\beta \cdot \lambda} \cdot cQ_U \quad \dots\dots\dots (19)$

柱頭および柱脚にヒンジを想定する場合：

ヒンジ部 (1.5D の範囲) $0.85 \cdot cQ_{RU} \geq (cM_{0,1} - cM_{0,2}) / L_c \quad \dots\dots\dots (20 \cdot a)$

非ヒンジ部 $cQ_{RU} \geq (cM_{0,1} - cM_{0,2}) / L_c \quad \dots\dots\dots (20 \cdot b)$

柱頭または柱脚にのみヒンジを想定する場合：

ヒンジ部 (1.5D の範囲) $\underline{0.85} \cdot cQ_{RU} \geq (cM_0 + \underline{\beta \cdot \lambda} \cdot cM_U) / L_c \quad \dots\dots\dots (21 \cdot a)$

非ヒンジ部 $cQ_{RU} \geq (cM_0 + \underline{\beta \cdot \lambda} \cdot cM_U) / L_c \quad \dots\dots\dots (21 \cdot b)$

曲げ終局強度 cM_{RU} の算定は、梁と同様断面の力の釣合と歪の適合条件を用いて行う。但し、ここでは断面の2軸曲げ強度および部材の2軸せん断強度の破壊曲線が、各方向 (XおよびY方向) の強度を無次元化した場合円弧で与えられるものと考えている。終局強度 cQ_{RU} の算定には、軸力の効果を考慮した荒川 min 式を用いる。また、ヒンジ

部については、梁と同様耐力低減係数を用いることにより間接的にヒンジ部塑性回転を保証している。

- cG_M, cP_M : 固定荷重および積載荷重による柱モーメント
- cK_M, cK_Q : (3)式の地震荷重による柱モーメント
- cM_{RU} : 材料の信頼強度に基づく柱断面終局曲げ強度
- cM_0 : 材料の超過強度に基づく柱断面上限曲げ強度
- $cM_{0,1}, cM_{0,2}$: 柱頭および柱脚断面上限曲げ強度
- cM_U : 梁端ヒンジ部抵抗モーメントが上限曲げ強度に達していると仮定したときの柱曲げモーメント、
 $cM_U = \kappa \cdot \sum |{}_BM_U|$ で係数 κ は柱梁接合部の上下での値の和が1.0 となる。実際の設計では、
 弾性解析に於けるモーメントの比率で分配してもよい。
- cQ_{RU} : 材料の信頼強度に基づく柱終局せん断強度
- cQ_U : 梁端ヒンジ部抵抗モーメントが上限曲げ強度に達していると仮定したときの柱せん断力。
- β : 2 方向入力に対応するための係数で、建築学会編 R C 終局強度指針³⁾による。
- λ : 動的割増し係数で、建築学会編 R C 終局強度指針³⁾による。
- L_c : 柱長さ

c) 設計軸力

設計軸力は、鉛直荷重によるものと地震荷重によるものの和とし、2.3 項の弾性解析結果に基づく。但し、全体崩壊型を想定した WBD システムに於ける地震荷重時軸力は、最下層から最上層までの一本の柱の各柱・梁接合部に於ける梁せん断力の比率の平均値 $m = \sum ({}_BQ_{U,R} / {}_BQ_{D,R} - {}_BQ_{U,L} / {}_BQ_{D,L}) / n$ を弾性解析による地震時軸力に乘じる。ここで、 ${}_BQ_{U,R}$ および ${}_BQ_{U,L}$ はある柱・梁接合部の左右の梁端の梁上限曲げ強度に基づく地震荷重時せん断力、 ${}_BQ_{D,R}$ および ${}_BQ_{D,L}$ は、ある柱・梁接合部の左右の梁端の地震荷重時弾性解析結果に基づくせん断力、 n は一本の柱の柱・梁接合部の数である。さらに、想定している平面フレームに直行する梁より入力される軸力を同様の方法で算定し、その50%を地震時柱軸力に加算する。

2.3 じん性耐震壁建物（WFD 建物）に対する考え方

ここでは、壁最下層部で曲げ降伏もしくは回転降伏する連層耐震壁を含む架構（WFD 建物）の設計に於ける基本的考え方について述べる。設計地震力は(3)および(4)式で与えられるが、Cとしては式(22)の値を用いる。 η_{WFD} の値は、先に述べたように P C 梁の弾性的性質を考慮したもので表 4 によって与えられる。

$$C = \eta_{WFD} \cdot 0.3$$

..... (22)

表 4 梁種別による修正係数

梁	R C	P R C	P C
η_{WFD}	1.0	1.025	1.05

壁の地震力負担率 β_w は、原則として $0.3 \leq \beta_w \leq 0.7$ とする。 β_w が 0.3 を下回る場合には設計者の判断により先に述べた BSD 建物または GDF 建物に移行する。また、 β_w が 0.7 を上回る場合においても、周辺フレームの負担率 β_f は 0.3 以上確保しなければならない。

設計は、以下に示すように壁脚での回転降伏が生じる場合には周辺フレームの設計応力を割りまして回転降伏が生

じても各層に対する要求水平耐力が保証される手順をとる。

- 1) 地震外力の計算
- 2) 設計断面に対する架構の応力解析（弾性解析）
- 3) 弾性解析結果に基づく壁の地震水平せん断力分担率 β_w および負担せん断力 Q_w の仮定。
- 4) 壁脚での回転降伏の有無を検討し、回転降伏を生じる場合には部材設計時の応力割増しを決定する。
- 5) 壁および部材の設計

2.3.1 壁脚回転降伏の検討および部材設計用応力割増し率の決定

壁が回転降伏する条件は、式(23)および式(24)式で与えられる。壁の負担する地震水平力のみによる壁脚部回転モーメント M_{0w} および境界梁から壁に加わるせん断力と曲げモーメント、壁に加わる長期鉛直荷重による回転阻止モーメント M_{Rw} が等しくなる時である。

$$M_{0w} = \sum Q_{wi} \cdot h_i \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$M_{Rw} = \sum Q_{bi} \cdot j_i + \sum Q_{bj} \cdot j_j + \sum m_{ir} + \sum m_{il} + N_w \cdot j_w \quad \dots\dots\dots (24)$$

従って、 $M_{0w} \leq M_{Rw}$ のときには壁脚での回転降伏は生じない。 $M_{0w} > M_{Rw}$ の時には回転降伏が生じ、当初壁に負担させた地震水平力が負担できないことになる。この場合には、壁脚が回転降伏する時の負担せん断力と当初壁に割り当てた負担せん断力の差を周辺フレームに負担させなければいけない。この差は(25)式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Delta Q_{fi} &= Q_{wi} \cdot (1 - M_{Rw} / M_{0w}) \\ &= Q_{wi} \cdot \{ 1 - (\sum Q_{bi} \cdot j_i + \sum Q_{bj} \cdot j_j + \sum m_{ir} + \sum m_{il} + N_w \cdot j_w) / (\sum Q_{wi} \cdot h_i) \} \\ &= Q_{wi} \cdot (1 - \alpha_{R0}) \quad \dots\dots\dots (25) \end{aligned}$$

$$\alpha_{R0} = M_{Rw} / M_{0w} \quad \dots\dots\dots (26)$$

M_{0w} : 壁の負担する地震水平力のみによる壁脚部回転モーメント

M_{Rw} : 境界梁から壁に加わるせん断力と曲げモーメント、壁に加わる長期鉛直荷重による回転阻止モーメント

Q_{wi} : 弾性解析結果より得られる i 層壁の負担する地震水平せん断力

h_i : i 層の壁高さ

Q_{bi} : 架構の応力解析結果による構面内境界梁の壁端部せん断力

j_i : 構面内境界梁壁端部から連層耐震壁脚部回転中心までの距離

Q_{bj} : 構面外境界梁による抵抗せん断力で構面外境界梁に接続する柱の長期軸力もしくは構面外梁が両端部で曲げ降伏する場合のせん断力（上限曲げ強度に対応）の小さい方の値

j_j : 構面外境界梁壁端部から連層耐震壁脚部回転中心までの距離

m_{ir} : 連層耐震壁の右側に連なる境界梁端部より連層耐震壁に加わる曲げモーメント

m_{il} : 連層耐震壁の左側に連なる境界梁端部より連層耐震壁に加わる曲げモーメント

N_w : 長期積載荷重を含めた壁（側柱を含む）の全重量

j_w : N_w の作用位置から連層耐震壁脚部回転中心までの距離

ΔQ_{fi} : 壁脚の回転降伏強度が不足している場合のフレーム設計地震力の割増し分

柱および梁の設計に於いては、式(25)に示すせん断力の追加分を各層のフレームに負担させることになるが、実際の手順としては、既に弾性応力解析によってフレームの応力が得られているので、これらの値に下に示す修正係数 γ を乗じて部材設計を行えばよい。

$$\begin{aligned}
r &= (Q_{fi} + \Delta Q_{fi}) / Q_{fi} \\
&= \{ Q_{wi} \cdot (\beta_f / \beta_w) + Q_{wi} \cdot (1 - \alpha_{R0}) \} / \{ Q_{wi} \cdot (\beta_f / \beta_w) \} \\
&= \{ 1 + (1 - \alpha_{R0}) \} \cdot (\beta_f / \beta_w) \dots\dots\dots (27)
\end{aligned}$$

r : フレームの地震荷重負担係数

Q_{fi} : 設計当初に於けるフレーム i 層の負担地震荷重, $Q_{fi} = Q_i \cdot \beta_f$

β_f : フレーム i 層の地震力負担率

β_w : 壁 i 層の地震力負担率 ($\beta_w + \beta_f = 1$)

2.3.2 柱および梁の設計

柱および梁の設計は 2.2.4 項に従い、設計応力のみを r 倍(27式)する。但し、境界梁には一般的に言って大きな変形能力が要求されるので、そのせん断設計においては、両端部にヒンジの発生を想定し、(9・a)および(9・b)式を下のよう修正して用いる。

$$\text{非ヒンジ部} \quad : \quad 0.90 \cdot {}_B Q_{RU} \geq ({}_B M_{0,1} - {}_B M_{0,2}) / L_B + {}_B U_M + {}_B G_Q + {}_B P_Q \quad \dots\dots (28)$$

$$\text{ヒンジ部(1.5Dの範囲)} : 0.80 \cdot {}_B Q_{RU} \geq ({}_B M_{0,1} - {}_B M_{0,2}) / L_B + {}_B U_M + {}_B G_Q + {}_B P_Q \quad \dots\dots (29)$$

2.3.3 耐震壁の設計

耐震壁の曲げ及びせん断に対する設計は建築学会編 R C 構造計算規準および R C 終局強度指針などによる。

〔 参 考 文 献 〕

- 1) 建設省建築研究所：新耐震設計法(案)，1976
- 2) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性，1977
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説，1988
- 4) T. Paulay : Capacity Design of Reinforced Concrete Ductile Frames, Workshop on Earthquake-resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), University of California, Berkeley, July, 11 - 15, 1977, pp.1043 - 1075
- 5) Velesos, A. S. and N. M. Newmark : Effects of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion, 2nd. WCEE, July, 1960, pp.895 - 912
- 6) 日本建築センター：構造計算指針・同解説，1986年版
- 7) 岡本 伸：プレストレストコンクリート造骨組架構の耐震性に関する基礎的研究，1986
- 8) NZS

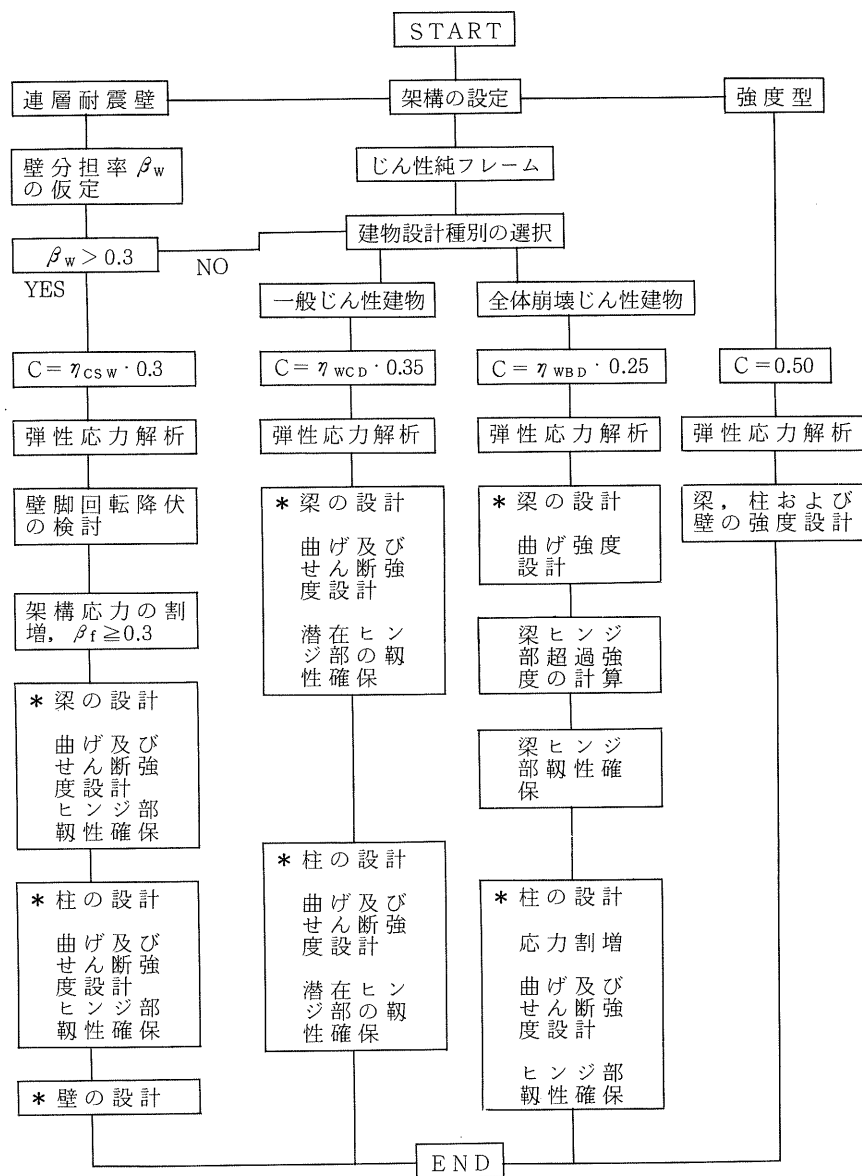


図5 各種構造形式および崩壊型

PC橋架設工法の変遷と特徴

首都高速道路公団 常任参与 小 村 敏
プレストレストコンクリート技術協会 理事

1. はじめに

昭和26年に、日本最初のプレストレストコンクリート橋（PC橋）である長生橋が建設されて以降ほぼ40年が経過したが、PC橋の架設工法は様々に変化している。この変化は、技術の発達に伴うものであることは勿論であるが、建設事業を取り巻く外的条件の様々な変化の影響を大いに受けている。

第一は、架橋地点の変化で、橋梁が河川、溪谷を渡るものとされていた時代から、都市内交通状況の改善のための都市内高架橋並びに鉄道立体交差橋の建設時代、都市間高速道路、国鉄新幹線建設時代を経て、都市周辺の道路・鉄道網の整備のための高架道路・高架鉄道建設時代に間に狭みながら、本四架橋を始めとする海を渡る大橋梁へと変化し、現在では、工事用道路の確保が難しい地区、即ち日本列島を横断する道路、地方の活性化を促す観光開発をも兼ねた過疎地などでの道路の建設が盛んになっている。

第二は、日本工業の発展に伴って、良質な材料の大量生産化が進み、一方では、建設ブームは、橋梁の製作・架設機械の大幅な需要を呼び、効率的な建設機械が開発されたことである。このような軽量で安価で目的に適った材料並びに効率的な建設機械の誕生は、橋梁の架設工法を変化させた訳である。

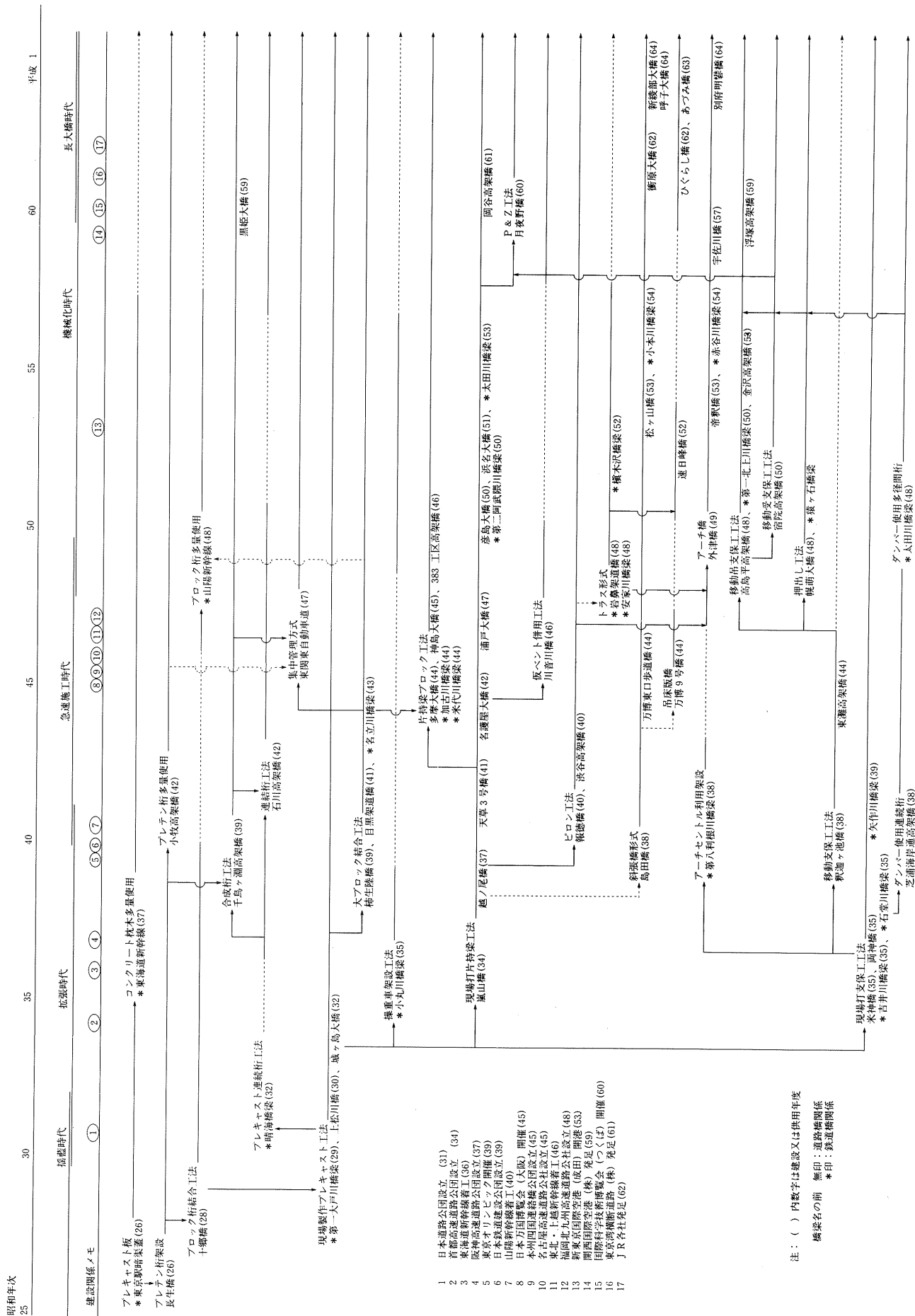
第三は、社会構造の変化で、元来保守的な建設業の世界にも分業化の波が押し寄せ、資器材のレンタル・リース業が誕生し、建設会社の体質を変化させた。さらに、国民の職業志向の変化があり、熟練労働者が不足する一方、その跡を継ぐ若年労働者が少なく、人件費が高騰した結果、比較の上では安価になった機械に、人力を置き換えて経費の削減を図らざるを得ない情勢になった。さらに人出不足の対応策として、労働時間の短縮、休日の定着化対策として、全天候型の機械力を導入し、少ない労務者で天候に左右されない工程管理を行う必要も生じた。

PC橋の架設工法も、上記のような社会・経済の様々な変化の影響を受け、この40年のうちに、大いに変化している。さらに、近年架橋地点の移動に伴って、道路・鉄道とも住宅密集地を通過するケースが多く、橋梁完成後の列車・自動車走行による騒音・振動による沿道・沿線住民の苦情に対処するためのPC橋の多用も、架設工法の変化に大いに関係している。本稿では、PC橋架設工法について、各工法を関連づけながら、現在までの歴史的軌跡を、図1に示すように、私見に基づき五つの時代区分に分類し、時期を追って変遷の跡を辿り、それら各工法の特徴を述べてみたい。

2. 揺籃時代

PC橋40年の歴史のうちで、揺籃時代は、昭和30年代の前半までである。日本におけるプレストレストコンクリートの最初は、プレテンション方式による工場製作のプレキャスト板であった。それを桁に応用し、最初に架設されたのが、石川県七尾市の長生橋（昭和26年、支間3.82m）である。これは、工場で製作されたプレテン桁を、人力や馬車に頼って並列架設し、現場で桁間に間詰コンクリートを打設し、横締めをして一体化したものである。その後もこの方法は多用されたが、運搬長さが制限され、支間は5～6m止まりであった。架設機械は、流石に馬力利用はなくなったが、簡単なウインチやクレーンの組合せの域を出なかった。

これに続く形式は、工場で桁を輪切りにした小さなブロック桁を製作し、それを現地付近のヤードもしくは架橋地



注：() 内数字は建設又は供用年度
橋梁名の前 無印：道路橋関係
*印：鉄道橋関係

点に運搬し、縦列してポストテンショニング方式で緊張力を導入して、一本の桁を作り、クレーンなどを用いて架設する方式である。運搬時の制約がプレテン桁より少なく、架設支間は伸びたが、架設機械の進歩が追いつかず、支間は20 m前後で止まった。

昭和30年には、土木学会が「プレストレストコンクリート設計施工指針(案)」を制定し、ようやくPC構造物は世間に認知され始めた。昭和30年初頭の頃は、鋼材は未だ貴重品の時代で、橋梁にまで手が回らず、中小橋梁はコンクリート系が多かった。PC橋の発注件数、規模も増加し、現場付近にコンクリート打設設備を設けても、十分に採算が取れるようになり、桁を現場製作するようになった。これは、現場でのコンクリートの品質管理の手法が研究開発され、良質なコンクリートが得られるようになったことにもよる。さらに、レディミックスドコンクリートが普及し、この方法をさらに発展させた。運搬時の制約から解放されたため、それぞれのT桁を一本のまま現地の製作ヤードで製作後、貯蔵ヤードにストックして、それらを架設して、フランジ・横桁部分に間詰コンクリートを打設し、横締めして橋梁を構築する方法である。この時代には架設機械も進歩し、架設現場に応じて、ケーブルエレクション、タワーエレクション、ガーダーエレクションなどの工法が誕生し、支間も40 m程度まで伸ばされた。

この時代の代表的橋梁としては、本格的鉄道橋第一号の*第一大戸川橋梁(30m, 昭和29年)、道路橋としては、上松川橋(昭和30年)、城ヶ島大橋(昭和32年)が挙げられる。殊に城ヶ島大橋は、海上航路上に架設された橋梁の側径間部であり、当時としては大重量の桁を非常に高所に架設した点で、大いに特筆され、架設機械の進歩を窺う事ができる。

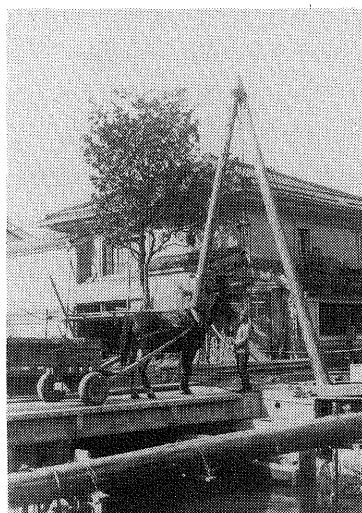
一方、特異な橋梁としては、*小丸川橋梁(21.3m, 35連, 昭和35年)が挙げられる。鉄道橋では、列車運行を妨害することなく、列車運行の間合いで架設作業を終了する必要がある、*小丸川橋梁は、同一支間の鋼橋との架替えを、線路上を走行する操重車を利用して、列車運行の間合いに架設したものである。その他には、側方に新設桁を組み立てておき、数時間の列車運行の間合いに、旧桁を撤去し、新桁を横取り架設する方法もあり、上記のようなプレキャスト桁の普及につれて、この方法でPC橋の販路を伸ばしている。



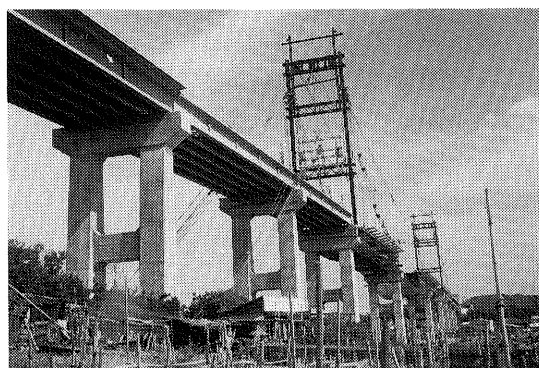
写真一 人力で桁を運搬中の長生橋



写真二 完成した長生橋



写真三 馬車で桁を運搬中の泰平橋



写真四 桁架設中の城ヶ島大橋

表－１ 現場製作プレキャスト桁工法の特徴

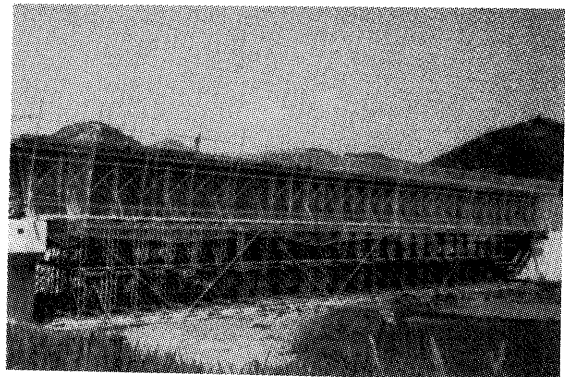
適用支間	5～50 m
適用幅員	制限なし。
工法の概要	桁を工場または現場付近の製作ヤードで製作、貯蔵し、トレーラー等で運搬し、所定の位置にトラッククレーンなどを用いて架設するのが一般的。横方向は、桁を並列し、間詰コンクリートを現場打設し、横締めして橋梁とするのが一般的。
架設工法	桁下条件によって異なる。トラッククレーンが一般的だが、地盤が悪いところや、架設が長期に亘る場合、桁の数が多 い時は、クローラクレーン、門型クレーンの使用が有利。海上では、フローティングクレーンも利用される。 架設高さが高い場合は、架設桁を利用したり、脚上などに設置されたタワーを利用して架設される場合もある。
工 期	上下部工事が同時にスタートが出来、工期の短縮が可能。通常のケースでは架設作業も簡単だが、床組の現場作業に、 ある程度時間を要する。
経 済 性	工場で桁製作の場合は、製作設備が不用。現場製作でも貯蔵ヤードが十分取れるところでは、桁製作ベッドを少なくで き、製作ヤードが小規模ですむ。 短支間で径間数が少ない時や桁下空間が低い場合は、トラッククレーンで簡単に架設でき、経済的。支間が伸びるにつ れて、架設設備に費用が嵩む。
安 全 性	桁製作は単純作業の繰り返し。 架設機械の機種や能力、操作するオペレーターの技量の検討が必要。特に高所作業の時は、風、雨などの気象条件に左 右される。

3. 拡張時代

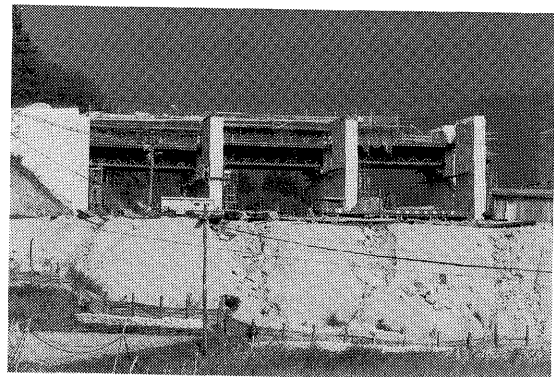
昭和30年前後から昭和40年代始めまでの、東京オリンピック開催へ向けての東海道新幹線、名神・東名高速道路、首都・阪神高速道路の工事の最盛期が、この時期にあたる。この時代は、支保工・足場を利用したの現場打ちコンクリートによるPC橋の建設が、本流になる。

それまでのプレストレス方式は、フレッシュ方式がすべてで、PC鋼材の継足しが不可能であり、連続桁の設計法も確立しておらず、単純桁がほとんどであった。昭和32年にはB.B.R.V.工法、昭和33年にディヴィダー工法が日本に導入されて、PC鋼材の継足しが可能になり、同時にコンコダントケーブル配置でなくプレストレスによる二次応力を生じてよい設計法が日本に入り、連続桁が多数計画されるようになった。昭和34年には、多量の緊張力の導入が可能で、連続桁に適したパウル・レオンハルト工法も導入され、その動きに一層の拍車をかけた。当時は架設機械も大型のものが少なく、かつ台数も限られていたので、それらを利用したのプレキャスト桁の施工計画は自由度がなく、さらに工事費に占める機械器具損料の比率も大きかったので、上記の新たな架設法に目を向けさせる契機となった。

当時は、道路整備のための公共事業費が増大し、都市周辺の鉄道輸送力増強のために鉄道の線増工事が軌道に乗り始め、PC橋の発注件数、規模も大幅に伸びた。建設会社も、型枠を一工事毎の使い捨ての木材から、転用のきく鋼製や合板型枠へと転換させ、さらに相当数の支保工・足場を用意しても、採算が取れるようになった。この風潮は、それらの規格化へと進み、仮設材のリース業の誕生をみた。架設地点も、都市内高速道路、東海道



写真－５ 支柱式支保工で工事中の橋梁



写真－６ トラス型支保工で工事中の橋梁

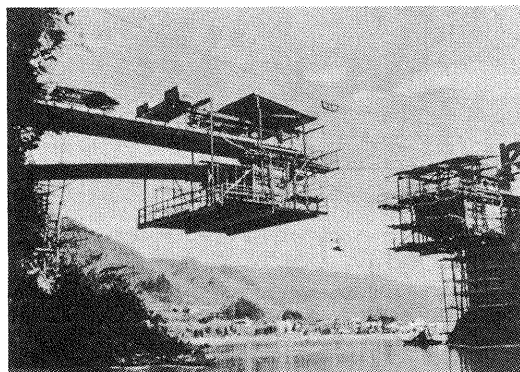
新幹線の着工に伴い、都市内及びその近郊に移り、架設高さの低い、随所に曲線の入った高架橋が多くなり（プレキャスト桁では曲線に対処が難しい）、現場打ちの利点が十分に発揮できるなどの背景から、この時代は連続桁を支保工・足場上で現場打ちする工法が、最も適した工法として多用された。

この工法で架設された初期の主な橋梁としては、何れも昭和35年に、最初のPC曲線橋である米神橋、最初のBBRV工法使用の連続桁の両神橋、最初のバウル・レオンハルト工法による連続桁の *吉井川橋梁、下路橋で建設された *石堂川橋梁などが挙げられる。

表一 2 現場打支保工工法の特徴

適用支間	10～70 m
適用幅員	制限なし。
断面形状	T桁、スラブ桁、箱桁、単純桁、連続桁（連続桁が有利）
工法の概要	地上から支保工・足場を組み上げ、その上でコンクリートを打設し、プレストレスを導入して脱型後、支保工・足場を解体して完成。
架設工法	支保工・足場によって桁下の空間が占用されるため、道路・鉄道上の架設は制限を受ける。 桁下占用可能の時は、支柱式支保工が一般的。制限がある場合は、梁式支保工を併用する。さらに条件が厳しくなったり、高所施工になると、トラス形式などの特殊支保工を使用する。
工 期	支保工、足場、形枠のセット、鋼材の配置、コンクリート作業、緊張などの現場作業が多く、施工速度は遅い部類に属する。
経 済 性	支保工の高さが経済性を左右する。径間数が多い場合は、支保工・足場の転用がきき有利。桁下が低く、地盤がよい場合で、桁下条件に制限がない時は、最も経済的な工法。
安 全 性	支保工、足場、形枠の設置・解体時に注意が肝要。転用される支保工、足場材の安全性のチェックが必要。

この時代の別の動きとしては、現場打ちの片持梁張出し架設工法が、特筆されるものである。この方法は、当初城ヶ島大橋の海上航路を横断する主径間部に計画されたが、当時の日本の技術では、高強度PC鋼棒の安定供給が無理な点、継足し工法の基となるPC鋼棒のネジ部の冷間加工技術が未熟な点があり、ドイツ側は日本でのこの工法の再実施権を付与しなかった。コンクリート桁橋の支間40mの壁を破る官民一体となつての努力は、昭和34年の神奈川県相模湖畔のディビダグ工法による嵐山橋で初めて結実した。この橋は、中央径間51mで形成され、ドイツ人の基本設計であったが、従来山間溪谷で、支保工の建設が困難とされていた場所に、支保工なしにコンクリート橋の長径間化を成し遂げた功績は非常に大きい。下から支える支保工なしに、橋脚から左右にバランスを取りながら、作業用車(Vorbauwagen)を用いて型枠をセットし、コンクリートを打設・養生後、そのコンクリートにプレストレスを導入して、それを足掛りにして次のブロックへと順次張出していくカンチレバー工法は、今でこそ常識的に受け入れられているが、当時としては驚異の工法であった。この施工方法の導入は、日本のその後のPC橋の発展に寄与すること大であったが、同時に輸入された新しい設計法も、その後の日本のPC橋の設計に役立つところ大であった。

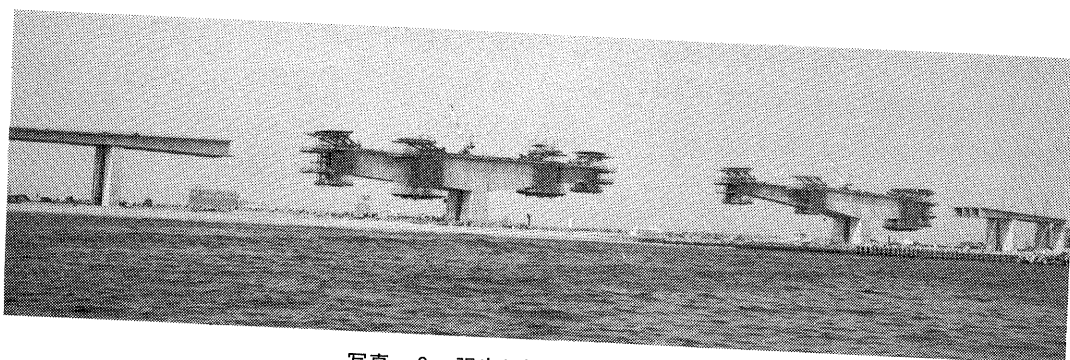


写真一 7 張出し架設中の嵐山橋

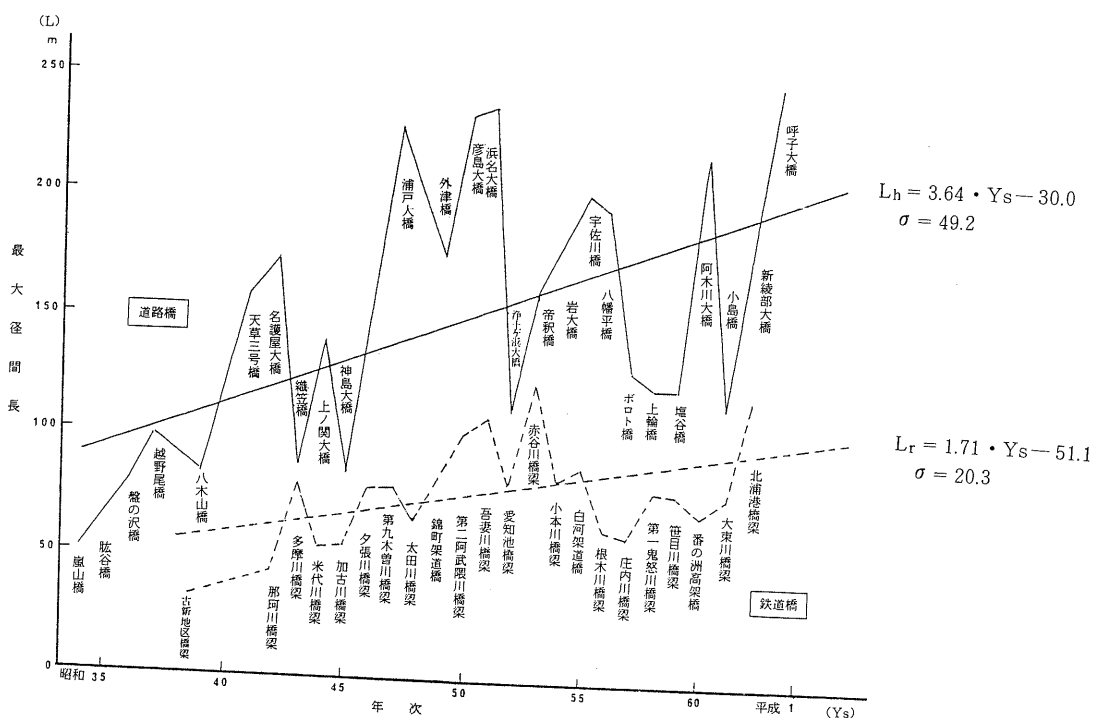
昭和37年には、鉄道橋として最初の *鷺ノ巣川橋梁が誕生している。以降年々最大支間を伸ばしながら発展し、一時は、浜名大橋が240mと世界最長を誇っていた。日本国内だけでも、400橋近くの橋梁がこの工法で完成しており、海外でも日本の建設会社が数多くの施工実績をもち、現在ではドイツを抜き完全に世界一である。図一 2 に示すように、年々更新される最長スパンの橋梁のほとんどが、この工法によって架設されたものである。

ただし初期の段階では、作業用車の重量が重く、かつ工事費のうちに占める作業用車の損料のウェイトが高く、それほど経済的とはいえなかったが、その後改良が加えられ、軽量化されるとともに、応用範囲の広いものに改造可能になり、再三転用されるにつれて、製作費も償却され、コスト的にも安価になってきた。

この作業用車が重い時代には、架設時応力で断面が決まるケースも多く、そのため架設支間が制限されることがあ



写真一 8 張出し架設中の浜名大橋



図一 2 年次別 P C 橋の最大径間長

った。これを補強したのが、ピロン工法である。この方法は、橋脚上にタワーをたて、斜鋼材で片持部の桁を吊り上げながら、張出して行く工法で、架設時の斜張橋といえる。報徳橋や渋谷高架橋のように、桁高一定の橋梁に応用されている。その後の作業用車の軽量化もあって、一時使用頻度は減ったが、昭和37年に方杖ラーメンの * 第八利根川橋梁が、支保工にアーチセントルを用いて施工され、この方式とピロン工法とを組み合わせ、近年アーチ橋、斜張橋が多く施工されている。

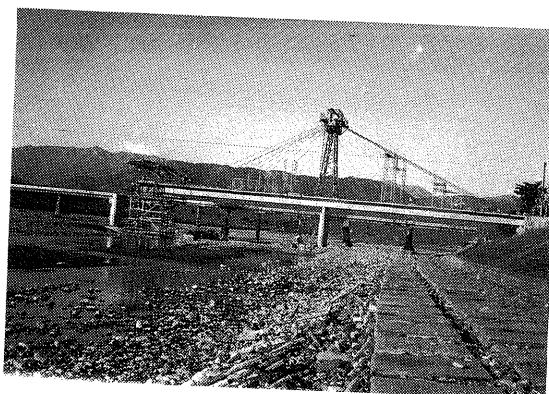


写真-9 ピロンを利用して張出し中の報徳橋

工法であり、橋梁形式、架橋地点によっては、大いに威力を発揮するので、後発の架設工法に様々な形で応用されている。



写真一10 ベントをたて張出し中の川音川橋

表一 3 片持梁張出し工法の特徴

適用支間	30～300 m
適用幅員	3～15 m
断面形状	一般に箱桁が多い，連続，ラーメン，ゲルバー構造。
工法の概要	橋脚および柱頭部の施工後，3～5 mのブロックを作業用車を利用しながら，その中で，鋼材の配置，コンクリートの打設，プレストレス導入の作業を行い，左右に張出して行き，以後打継ぎながら同様の手順で進んで行く。 場所打ちの代わりに，プレキャストブロックを用いることもある。 アーチ橋，斜張橋にも，この工法の応用がみられる。
架設工法	長支間で，山間溪谷，急流河川，海上などの架設高が高く，支保工施工が無理な所で威力を発揮。 作業車の重量で最終断面が決まる場合は，ベント，仮設斜張材を用いる場合もある。
工期	作業用車内の作業なので，全天候型の施工体制がとれ，工程の管理が容易。多径間の場合は，作業用車の数を増すことで，急速性が図れる。
経済性	長支間の橋梁で，架設高さが高い場合に最も経済的。作業用車も多様化し，損料も安価になる。
安全性	高所作業の危険性を除くと，作業用車は完全に防護されており，安全性は高い。作業用車の移動も比較的簡単で，難しい操作は必要なし。全作業が，繰返し作業なので，作業員の熟達度が早い。

4. 急速施工時代

昭和40年代初頭から終わりまでが，この時代である。トレーラーやトラッククレーンの目覚ましい発達と，都市内などで，長時間支保工をたて場所を占有することが困難になったことなどから，前出のプレキャスト桁並列の工法が見直され，工場か現場付近のヤードで製作された桁を，トラッククレーンによって架設する方法が採用され始めた。ただし，従来の方法とは異なり，構造系としては多くは合成桁が用いられている。この工法は，プレキャスト桁を架設の後，床版部分を普通は吊支保工で鉄筋コンクリート構造として施工したものである。初期には，床版にプレストレスが導入された工法もあった。床版の重量の軽くなっただけ，さらに，フランジが小さくなった分だけ，支間を長くでき，50 m程度のプレキャスト桁も2台のトラッククレーンの相吊りで架設可能になった。殊に，市街地においては，街路の交通を支保工で分断することなく，工事を進めることができる点，下部工事と桁製作を同時にスタートできる点で，鋼橋に押され始めたP C橋を，急速施工の観点から工期的に対抗できるものとした。床版は，通常の鉄筋コンクリート作業なので，数の少なくなり始めたプレストレッシング工対策にも有効で，かつ工期も短縮でき，道路橋では，一時支保工工法を駆逐したほどである。

当初の合成桁は，支点上に横桁を現場打設し，両プレキャスト桁同志を，この横桁あるいは後打ちの床版を介してP C鋼材で連結し，連続桁とする方法が多かった。即ち，自重に対しては単純桁，活荷重・二次死荷重に対しては，連続桁として働く構造である。一見経済的であるが，これでは，折角のプレストレッシング作業のない利点が半減されるので，順次繋ぐことを止め，単純桁に移行した。しかし，伸縮装置の多い構造は，自動車交通に対して望ましくなく，石川高架橋に見られるように，構造的には単純桁とし，支点上で曲げを取らないように単純連結し，伸縮装置を廃止した例も多い。

表－４ 合成桁工法の特徴

適用支間	5～50 m プレキャスト桁よりやや長支間が可能。
適用幅員	制限なし。
断面形状	I 桁、T 桁が一般的、単純桁、連続桁両方に適用可能。
工法の概要	現場製作プレキャスト工法と同様に製作・架設する。床版部分をすべて現場打ちし、鉄筋コンクリート構造とすることが多い。 桁と床版は、ジベルで結合し、合成桁とする。
工期・経済性	現場打支保工工法よりも急速施工が図れる。プレキャスト桁工法に比較すると、床版の緊張作業がないだけ有利。
その他	現場製作プレキャスト桁工法を参照。

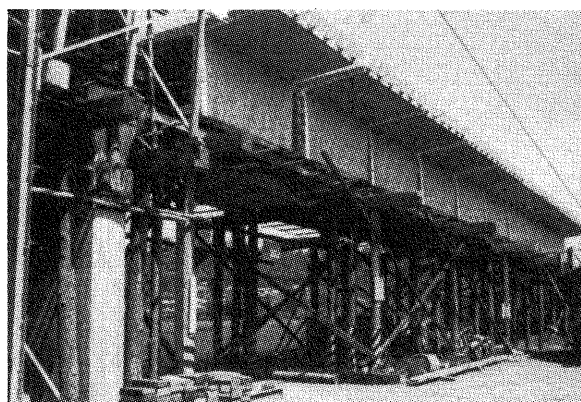
同時期に、ブロック工法の復活が見受けられる。市街地などでは、桁の製作ヤード、貯蔵ヤードなどの用地の確保がますます困難となり、工程も急がれることなどから、工場で桁を製作し、夜間その桁を架橋地点に搬入し、その夜のうちにトラッククレーンで架設する工法が、利点を発揮し始めた訳である。一方では、新幹線の枕木製作も一段落しており、PC工場が遊んでいるケースも多く、業界側の工場活用の姿勢も見られる。

この場合のブロック工法は、二種類あり、一つは従来の小ブロック結合工法であるが、もう一つは柿生陸橋に見られるように、幅員方向全体を一つの大きなブロックとして製作し、それらを継合わせて橋梁を構成する方法である。目黒架道橋では、継目はドライジョイントで、接着剤塗布とプレストレスの併用で一体化する方式がとられた。架設工法としては、支保工上に桁を縦列架設後、プレストレスを導入して連結する方法か、トラッククレーン、フローティングクレーンで所定の位置まで吊り上げ、PC鋼材を挿入しプレストレスを導入して一体化する方法がとられている。昭和48～49年には、山陽新幹線の博多までの開業を間近に控えて、急速施工を目的に、I 形桁を用いた従前の小ブロック結合方法が、多用されている。

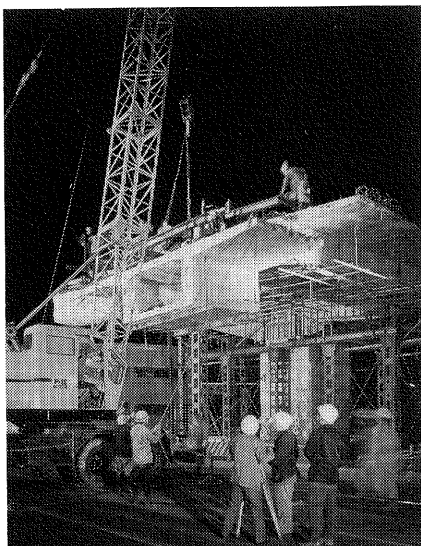
一方小牧高架橋に見られるように、プレテン桁の多量使用も、この時代の所産である。急速施工の目的と工場の有効利用の二面があるが、比較的短時間で工事を完成している。桁の架設は、ほとんどがトラッククレーンでなされている。従来のプレテン桁のPC鋼材の配置は直線であったが、この時代を契機として、支間を伸ばす必要から、曲げ上げ配置が提唱され、JIS改訂の引き金になった点も見逃せない。

工期の短縮を図る目的と、一定の品質のコンクリート桁の供給を図る目的が合体し、大ブロック工法と片持梁張出し架設工法が結びつけられた。下部工の工期に合せて、一定のプロセスで同品質のブロック桁を製作し、それを作業用車を用いて、既設桁上を引き出すか、下からの桁を吊上げながら、接着剤塗布もしくは目地コンクリートを打設して、プレストレスを導入しながら張出し行く工法が、花形になった。この工法の普及には、作業性の良い接着剤が開発されたことも起因している。多摩大橋(ドライ型)、*加古川橋梁(ドライ型)、*米代川橋梁(ウェット型)とその威力を発揮し、従来の最低でも1ブロック3～5日を要していた現場打ち工法に比べ、工期を大幅に短縮できる点で、大いに効果を挙げ、片持梁張出し工法に新たな分野を開拓した。この工法は、橋桁のみでなく、街路の交通開放後に拡幅をする高架橋の橋脚の張出し部の横梁、梁下空間が架設時に制約を受ける橋脚の横梁にも広く応用されている。

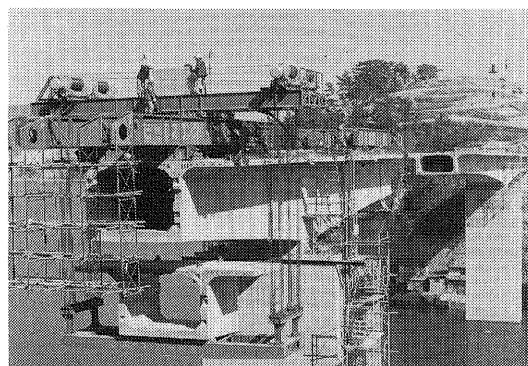
第一期供用の東関東自動車道では、それら種々な工法が旨く組み合わせられた例を見ることができる。広域に亘った橋梁の橋桁を、二箇所でのヤードで、架橋地点の地形と架設工法に合わせた形で、数種の標準桁にまとめて集中的に製作し、下部工の進捗に合せてそれらを現場に搬入し、架設している。桁の統一化は、支間中央部の標準部と異形の端



写真－11 支保工上にブロック桁を並べた柿生陸橋



写真－12 ブロック桁架設中の目黒架道橋



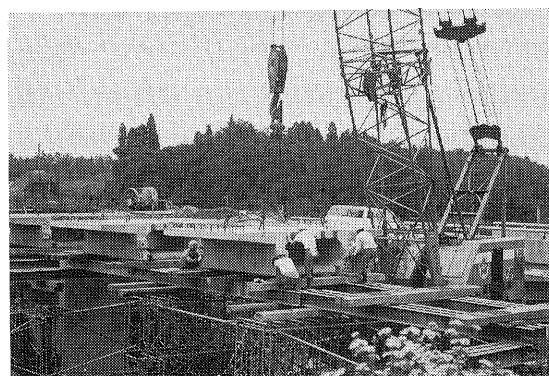
写真－13 ブロック桁を吊上げ中の神島大橋

表－5 ブロック桁工法の特徴

適用支間	架設工法によって異なる。
適用幅員	架設工法によって異なる。
断面形状	一般的に箱桁が多い。連続桁，単純桁にも適用可能。
工法の概要	桁軸直角方向に分割されたブロック毎に桁を製作し，架設地点あるいはその付近で接合して一本の桁に完成する。ブロックの接合部には，エポキシ樹脂，コンクリート，モルタルなどを用い，プレストレスによって接合するのが一般的。
工期・経済性	ブロック桁の製作を事前に行うため，急速施工には効果的。さらに桁の品質も一定化が可能。運搬費，接合費が余分にかかるが，現場経費の低減，急速性を勘案すると，架設場所によっては有利。
その他	片持梁張出し工法，プレキャスト桁工法を参照。

部を別に製作し，その端部を調整箇所とすることで解決しており，橋のオーダーメイドでなく，イージーメイド形式ということができる。鉄道では，同じような発想から，東海道新幹線用として，I 桁の標準設計が制定されている。

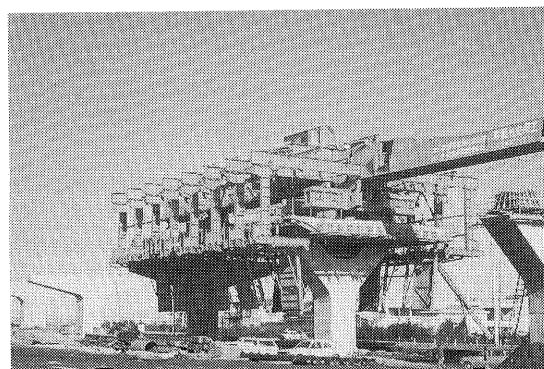
何れも，工期の短縮，施工管理の省力化，仮設材転用使用，機械の繰返し使用，労働力の集中利用，単純繰返し利用による能率化などの利点で評価できる。



写真－14 東関東自動車道桁架設風景

5. 機械化時代

日本経済が高度成長期に入り，労働力の確保が問題になってきた昭和40年代後半から50年代を経て，現在まで続いている時代が，この時代である。労働力不足が，人件費の高騰を招き，労務コストを低く押さえることが，各建設会社にとって急務になってきた。人力施工をできるだけ機械施工に移行させ，労働力の質や量の低下をカ



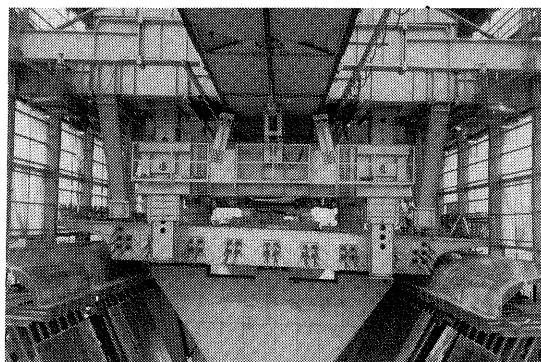
写真－15 工事中的高島平高架橋

バーしつつ、コストの低減を図ることが、急速施工の面と合わせて考えられるようになった。その要求に合致する工法として、ヨーロッパを故郷とし、日本で改良開発された大型架設機械利用の移動吊支保工、移動受支保工（可動支保工）、押し出し工法がデビューした。

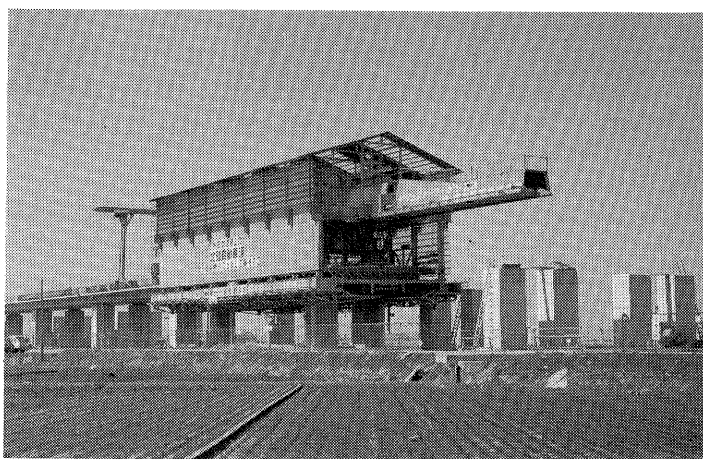
この工法の発端は、昭和38年に建設された釈迦ヶ池橋であるが、この場合は、支保工を地上に組み、そのままレール上で移動させて、支保工・足場の組立て・解体の手間を省略したものであった。昭和47年に施工を開始した高島平高架橋では、支間 25 m の桁を橋上から吊った

移動型支保工桁上で、ほぼ10日間で施工し、次の支間へ支保工桁を移動させ、その繰返して橋梁を完成させた。労務者の延人員数も、従来の固定式支保工工法に比べて半数以下ですみ、全作業が継続的に行われるため、工事のピークがなく労務者の数を一定に押さえることができ、さらに天候に作用されることなく、工事を進行できる点で有利であった。北海道・東北などの豪雪地帯では、全天候型の利点を生かし、この方法で橋梁を冬期にも施工し、工期を大幅に短縮した例もある。

東北新幹線は、昭和50年に * 第一北上川橋梁に用いられたほか、盛岡地区を中心に延長約 7 km にわたってこの方式が用いられ、その威力を発揮している。近年この工法の改良工法として、支保工桁の支間を越える支間がある連続桁の場合に、橋脚付近の桁を地上に設置された支保工・足場、または橋脚に埋め込まれた鋼材で支保工を支え、支保工桁通過前に施工し、その上を支保工桁を移動させる方法が採用された例もあり、規格化された支保工桁の適用支間を伸ばしている。



写真一16 移動支保工桁の内部



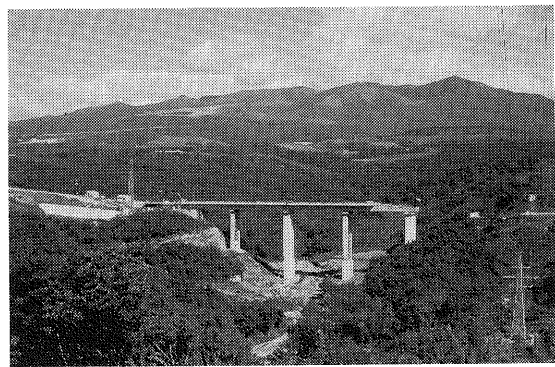
写真一17 移動支保工で施工中の金沢高架橋

表一6 移動支保工工法の特徴

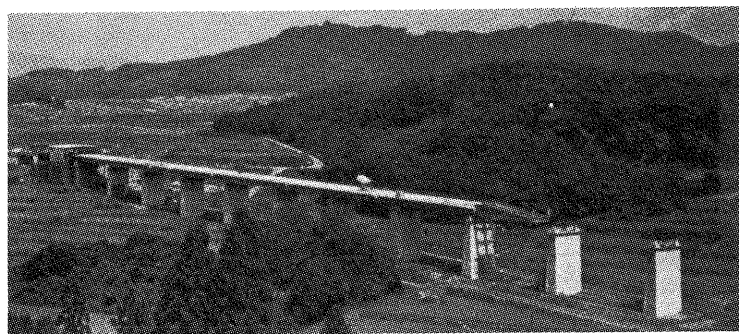
適用 支間	20～50 m
適用 幅員	3～20 m
断面形状	箱桁、ホロー桁、連続桁が多い。
工法の概要	一径間分の支保工、型枠の大部分を組込んだ移動支保工桁内で作業を行い、コンクリートの硬化、緊張後、その支保工桁を次の支間に移動させ、P C鋼材を連結しながら緊張で一体化し、同じ作業を繰返す。
架設工法	支保工桁は、吊り下げのものと、支持するものの二種あり。 中支間で桁下空間が比較的低く、街路などで支保工の設置が難しい場所が有利。 支間の長さが異なる橋梁の場合には、その一部を支保工などで別に施工し、残りの架設桁の長さ分の施工は、移動桁で施工する方法で適用支間の拡張を図ることあり。
工 期	桁一連当たりの施工速度では、最短であるが、片押し施工のため、順を追ってしか施工できない。ただし全天候型なので、工期の設定は容易。
経 済 性	支保工桁の損料の工事費に占める割合が大きいため、連続する径間数が、経済性に大いに影響する。最低 300 m は欲しいが、500 m 以上であれば経済的。
安 全 性	桁の製作作業が支保工桁内に限られるため、安全性に優れる。支保工桁の移動には、ある程度の注意が肝要。繰返し作業なので、作業員の熟練度は早い。

動くコンクリート工場を先端に持つのが、移動支保工関係工法とすれば、後方に固定型のコンクリート工場をもつのが、押し出し工法である。この工法の特徴は、その工場内で桁を製作し、既設桁に後方で連結しながら、様々に工夫

された架設機械を先導に、前進して行くところにある。連結は、順次プレキャスト桁をプレストレスにより接続するもの、現場打ちしながら継ぐもの、押出し後緊張するものなどの種類がある。架設応力軽減のため、仮支柱使用、ピロン形式の斜吊り材使用と工夫を凝らすこともある。さらに、架設時に一時的に起る応力を消すため、アウトケーブルを配置し、正規の位置に架設された後、そのケーブルを取り外す例もある。昭和49年の幌萌大橋が、押出し工法で完成した日本最初の橋梁であるが、その後東北新幹線の*猿ヶ石橋梁を始めとして、鉄道橋に数多く採用されている。これら移動支保工、押出しの二工法は、地上から支保工を立てることなく、コンクリート工場を架設機内に内蔵し、架設クレーンなどを備えた動く工場といってよく、現在までの架設工法の集大成として位置づけることができる。



写真一18 押出し中の幌萌大橋

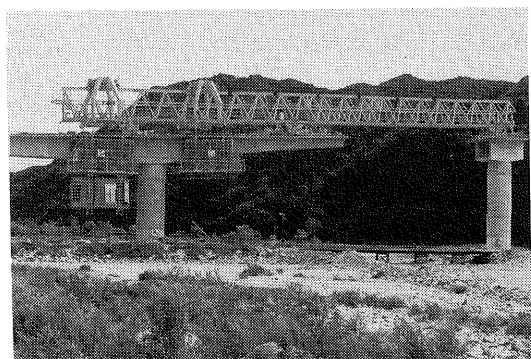


写真一19 押出し中の猿ヶ石橋梁

表一 7 押出し工法の特徴

適用支間	25～100 m
適用幅員	制限なし。
断面形状	一般に箱桁，連続桁が多い。
工法の概要	架設区間の延長上に桁製作ヤードを設け，8～20 m 程度の橋体ブロックを製作し，コンクリートの硬化後，架設用プレストレスを加えて押出すのが一般的。先端には，送出し用の手延桁が用いられる。以後順次ブロックを打継いで押出し，桁全長を完成する。
架設工法	押出し反力を取る装置の違いで，TL，SSY，RS の三種の工法あり。 架設径間と桁製作場所を異にするので，架設中の桁下支障はない。 押出し支間が長い場合は，中間に支柱をたて，架設用ケーブルの低減を図ることあり。
工期	1 ブロック 7～14 日を要し，移動支保工工法より若干遅い。ただし押出し長さを短くし，製作設備の回転を早めることで，短縮は可能。 また桁製作が一定場所での単純繰り返し作業であり，工程管理は容易。
経済性	直接工事費では，やや不利だが，桁下防護のための交通対策，安全対策を考慮するとカバーできる。 桁製作場所が一定なので，上屋設備を設けて，冬期・雨期でも施工可能。 繰り返し作業なので，作業員の熟達度は早い。
安全性	道路・鉄道上でも特に防護は必要ない。勾配を有する場合，仮支柱をたてる場合は，押出し時に注意が肝要。

現場打ち片持梁工法と移動支保工工法が結び付いたのが，P & Z 工法である。この工法は，既設橋面上もしくは橋面下に設けた移動架設桁から型枠装置を懸垂し，橋脚の両側に順次張出し架設して行く工法である。架設桁が，通常の作業用車より長く，1 ブロックの長さを10m程度まで伸ばせるので，工期も短縮できる。柱頭部もこの架設桁を利用して，クレーン，支保工なしに施工でき，地形などの条件から資材の運搬に問題がある場合に有効である。昭和60年に開通した月夜野橋は，この工法で架設された日本最初の橋梁である。

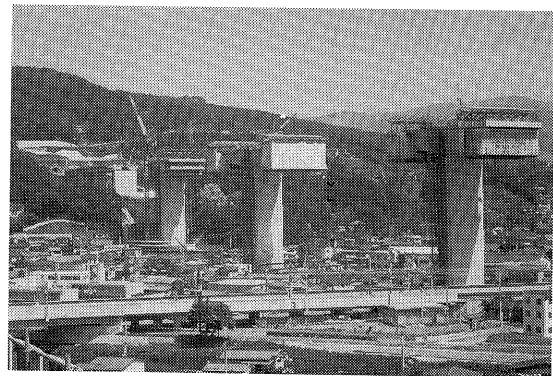


写真一20 P & Z 工法で施工中の月夜野橋

表－8 P & Z 工法の特徴

適用支間	40～150 m
適用幅員	3～15 m
断面形状	主に箱桁，連続桁に有利。
工法の概要	原理的には片持梁張出し工法と同じだが，橋面上または下に設けられた移動架設桁から型枠装置を懸垂して，橋脚の両側に順次張出して行く工法。
工期・経済性	複数の橋脚から張出し施工するには，架設桁の損料が嵩み，不経済となるが，1ブロックの長さが10mとれ，工期的には早くできる。 柱頭部を支保工，クレーンを用いずに施工可能なので，地形条件によって非常に有利。 サイクル施工なので，工程管理，品質管理が容易。
その他	片持梁張出し工法，移動支保工工法参照。

鉄道橋においては，山陽新幹線の後期から，東北・上越新幹線の建設時期に，列車走行時の騒音防止を目的に，コンクリート橋が飛躍的に増大した。この背景には，架設工法の進歩によって，昭和40年頃からコンクリート橋の支間が急速に伸びた点，それを助けた地震力を吸収する各種ダンパーの開発が挙げられる。昭和38年に，SUダンパーを利用して芝海岸通高架橋が竣工したが，昭和48年以降7径間連続桁の＊太田川橋梁(橋長439m)を始めとして，種々のダンパーや制震装置を利用して，多径間連続桁の鉄道橋が建設されている。地震国日本において，重量の重いコンクリート橋に生ずる地震時水平力を，特定橋脚でなく全橋脚で分散して支持するこの方式は，多径間連続桁を可能にし，前記の移動支保工・押出し工法の発展を助けた。



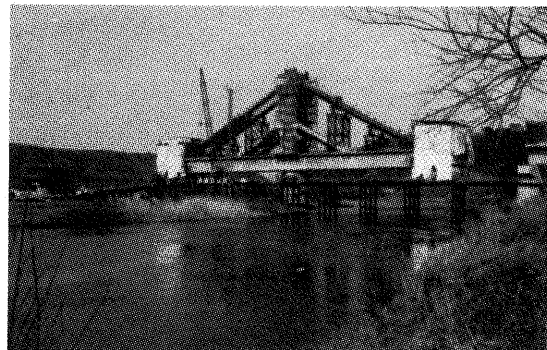
写真一21 桁張出し中の岡谷高架橋

道路橋も，横断道建設時代に入るとともに，コンクリート橋が急増し，現在に至っている。橋梁の形式は，鉄道の場合と同様であるが，特に多径間連続ラーメン橋が，増加したのが特徴的である。その多くは，カンチレバー工法で架設された橋梁であり，供用後欠陥となりやすい伸縮装置，ヒンジ，支承がない構造である。走行性重視と，メンテナンスフリーの立場から，この形式が採用され，代表的な例は岡谷高架橋である。

6. 長大橋時代

現在の橋の架橋地点は，以前には考えられなかった地域に多くなってきており，支間はますます長大化しつつある実状である。例えば，本四架橋，北陸自動車道親不知高架橋，主に山岳部に建設される列島横断高速自動車道，各地に見られる海上道路，離島振興のための橋梁などがその例である。これら長大橋化に対応できる橋梁形式としては，鋼橋と同じく，アーチ橋，斜張橋，トラス橋，吊橋などが挙げられる。

上記の形式のうちで，最も歴史の古い形式は，昭和38年に架設された斜張橋の島田橋(38m)である。その後，この形式の橋梁の採用は一時途切れたが，松ヶ山橋(96m)，＊小本川橋梁(85m)と続き，衝原大橋(86m)，新綾部大橋(110m)，呼子大橋(250m)と支間を伸ばし，現在なお数多く施工・計画中で，現在世界各地で最も脚光を浴



写真一22 施工中の小本川橋梁

びている構造である。PC斜張橋は、主桁、斜材、主塔の三つで構成されている。主桁は、下からの支保工で支えコンクリートを打設する方法と、張出し架設で施工されているのがほとんどである。斜材は、主塔に設けられたタワークレーンを用い、空中で展開架設する方法が採用されている。斜張橋の架設方法は、今までの架設方法の集合で特に新味はないが、全体構造が高次の不静定構造であり、難易度の高い架設工法なので、ハイテク時代の所産であるコンピュータ、センサーの助けが可能となって初めて実現したと言ってもよい。

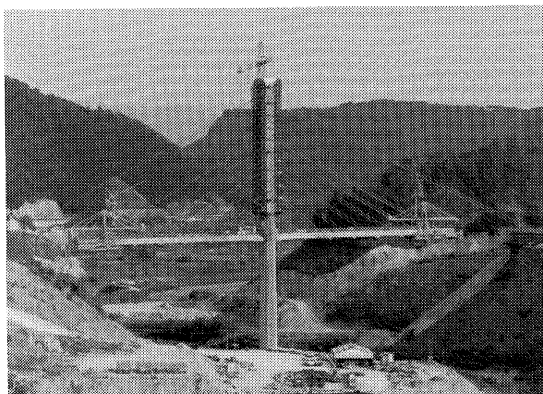


写真-23 施工中の衝原大橋

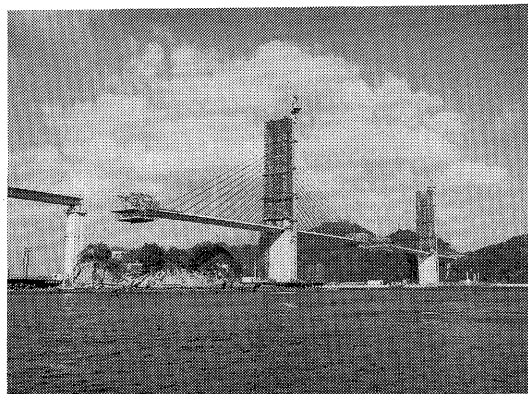
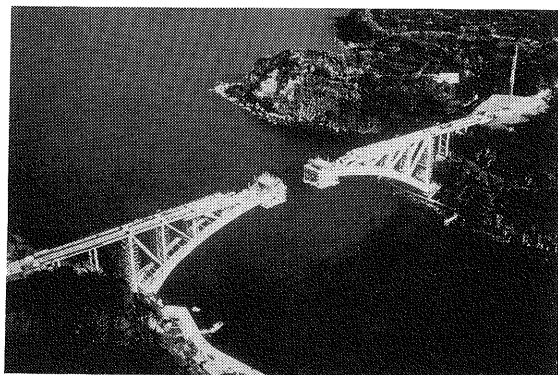


写真-24 日本最長を誇る呼子大橋

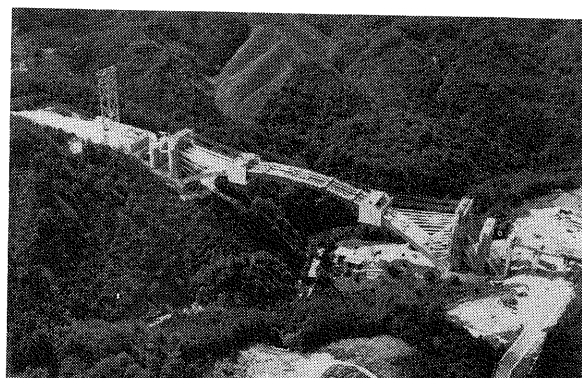
表-9 斜張橋の特徴

適用支間	長大橋梁に有利、500 - 600 m 以上も可能とされている。
適用幅員	架設工法によって異なる。
構造の概要	主桁、斜材、主塔の3つの部材で構成される橋梁。 主塔から斜めに張られたケーブルで様々な断面の桁を吊り下げる一種の弾性支点を有する桁橋と考えてよい。
架設工法	橋脚、主塔は、総足場、ジャンピング工法などで施工される。 主桁は、支間が小さい場合には固定式支保工、または接地式移動支保工上で施工、支間が伸びるにつれて作業用車を用いて張出し行く。この際は、本設の斜めケーブルを利用して張出す。 ケーブルは、プレハブ型と現場連結型の二種があり、タワークレーンなどを用いて空中展開を行う。
工期・経済性	高次不静定なので、多岐に亘る計測などの施工管理が不可欠。キャンバーなどを調整して、ケーブルの導入応力の決定および定着時などに細心の注意が必要。 工程は、天候、気温などに左右される。特に、閉合前の台風、地震には要注意。
その他	片持梁張出し工法、場所打支保工工法参照。

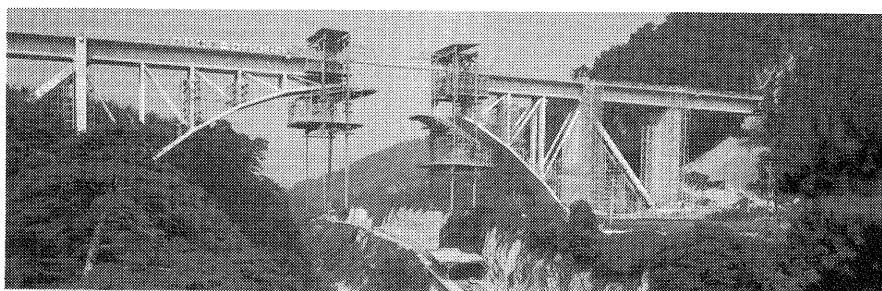
アーチ橋の歴史も比較的古い。昭和49年に架設された外津橋(170 m)は、風光明媚な場所に架設され、世間の注目を浴びた橋梁である。アーチ橋は、元来鉄筋コンクリート橋のカテゴリーに分類されるべき構造であるが、補剛桁をPC構造としたり、アーチリブの架設材としてPC鋼材が利用されており、PC橋として扱われているのが通例である。架設工法は、固定支保工形式、セントル架設、張出し架設の三工法に大別される。さらに、張出し架設は、スピリキング部の橋脚上にピロンをたて、このピロンからアーチリブを斜吊りしながら張出し架設するピロン工法、アーチリブ基部をピロン工法で施工し、アーチリブの先端をメランで結び、ワーゲンでメランを包む形でカンチレバー架設するピロン・メラン併用工法、斜吊りケーブルを利用して、トラスを形成させながら、張出して行くトラス工法、アーチ基部付近は、トラス工法で施工し、中央部はメランで結び、カンチレバー架設でコンクリートを打設するトラス・メラン併用工法の四つに分類される。宇佐川橋(204 m)は、ピロン・メラン併用工法で、外津橋、*赤谷川橋梁(116 m)は、トラス工法で施工され、最近開通した別府明礬橋(235 m)は、トラス・メラン併用工法で建設された。アーチ橋も、架設工法としては従来の工法の集大成であり、特に特筆すべき点はあまりないが、美しい形式であり、架橋地点によっては、今後PC橋の長大化に寄与する構造である。



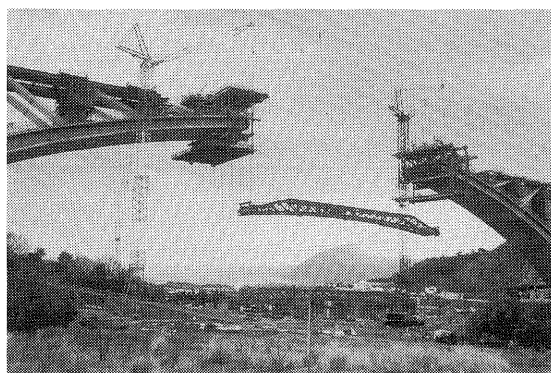
写真一25 トラス工法で施工中の外津橋



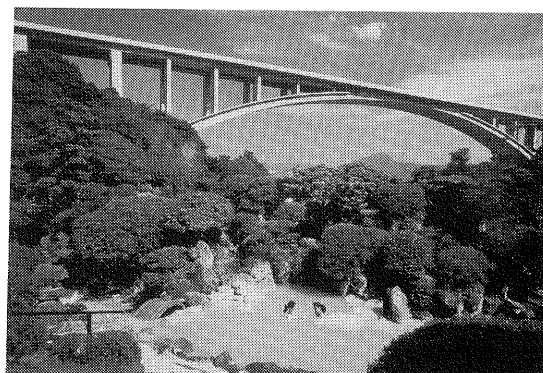
写真一27 ピロン・メラン併用工法で架設中の宇佐川橋



写真一26 トラス工法で施工中の赤谷川橋梁



写真一28 施工中の別府明礬橋



写真一29 完成した別府明礬橋

表一10 アーチ橋の特徴

適用支間	30～400 m
適用幅員	架設工法によって異なる。
構造の概要	アーチリブをもつ橋梁で、本体は鉄筋コンクリート構造が多く、架設時にPC鋼材を多用するので、通常PC橋とし扱われる。 桁、アーチ部材の製作方法によって架設工法が異なる。
架設工法	比較的平坦な地形で、小支間の場合は、固定式支保工上で架設。 山岳部で、中小支間の場合は、セントル架設。 長大支間の場合は、張出し架設。この場合、仮支柱をたて、アーチリブを斜吊りして伸ばす工法、さらにリブ先端をメランで伸ばす工法、斜吊りケーブルでカンチレバートラスを形成する工法、トラスとメランを併用する工法の四種あり。
経済性	桁橋では無理な長大支間に有利で、架橋地点の地形・地質条件が経済性の決め手。 斜吊り材など、架設完了後に撤去する仮設材が多いので、最初の施工計画の良否で経済性が決まる。
安全性	アーチリブは必ず傾斜がついており、コンクリート打設、鉄筋組立て、型枠設置などを行うための足場に注意が肝要。 コンクリートの打継目の方向設定も重要な要素。 不静定構造なので、架設時に計測による高度の施工管理体制が必要。
その他	現場打支保工法、片持梁張出し工法、斜張橋参照。

トラス橋も、PC橋の長大化に貢献した形式で昭和48年の＊岩鼻架道橋、＊安家川橋梁がその鼻祖である。トラス部材には、プレキャスト部材が用いられ、当初は固定支保工上でクレーン架設された。＊横木沢橋梁では、張出し架設工法が採用されている。しかし現在では、斜張橋やアーチ橋にその地位を譲っている。

長大橋の無限の夢を実現させてくれるのが、吊床版橋である。この形式は、今までの架設工法とは全く異なっており、強いて類似の形式を捜せば、斜張橋位であろう。現在まで実施された工法は、まず主ケーブルを定着するアンカー部を施工の後、主ケーブルを張り渡し、その上にプレキャスト版を架設、間詰コンクリートを打設、床版を緊張する方法で施工されている。昭和52年完成の速日峰橋では、路面を平坦にするため、逆ローゼ形式で橋面が形成されている。最近完成したひぐらし橋(63m)、あづみ橋(77.5m)は、支間を伸ばしているが、何れも歩道橋であり、今後の大径間車道橋への展開が望まれる。

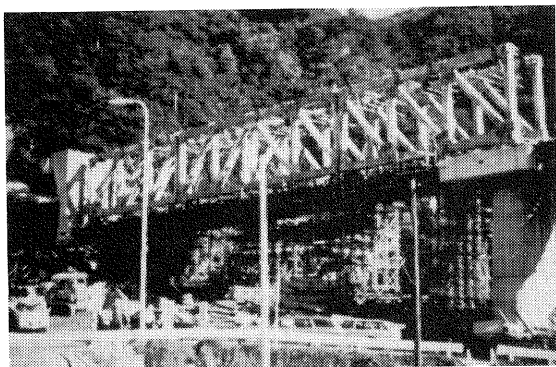


写真-30 梓組の引出し中の安家川橋梁

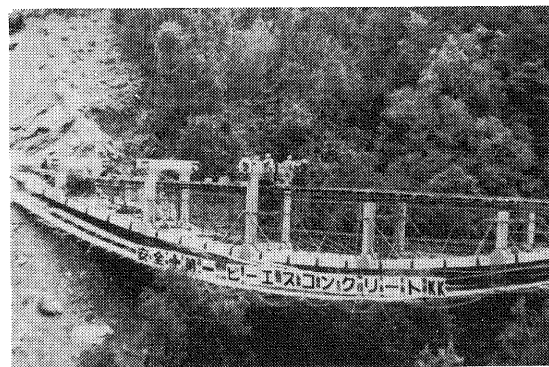


写真-31 工事中の速日峰橋

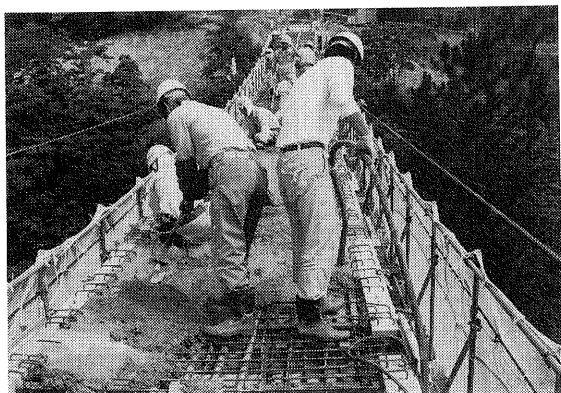


写真-32 工事中のひぐらし橋

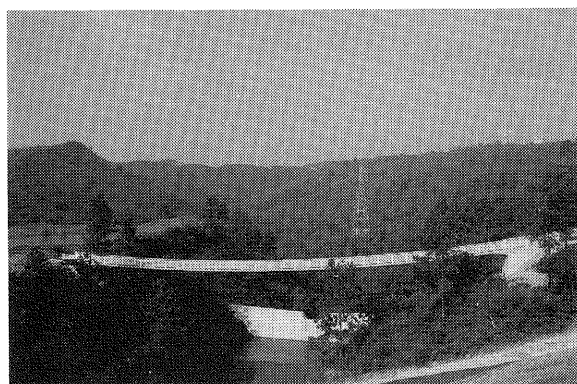


写真-33 吊床版橋で完成したひぐらし橋

表-11 吊床版橋の特徴

適用支間	可能性としては1000mクラスまでであるが、現状では140mまでの実績しかなし。
適用幅員	特に制限なし。
構造の概要	通常は、水平反力を取れる地盤に定着して張られたケーブルの上に床版(厚さ15～35cm)を設けた構造。その床版を直接路面とする方法とその上に鉛直材をたて上路を設ける方法の二種あり。
架設工法	ケーブルのアンカー部となる橋台を施工し、吊り主ケーブルを張り、その上にプレキャスト版を架設し、間詰コンクリートを打設するのが一般的。場合によっては、プレストレス用の鋼材を別に設置し、床版完成後にプレストレスを導入してひびわれを防ぐケースもある。
経済性	支間長に関係なく極端に少ない材料ですむ。 橋の生命であるケーブルのアンカー部の施工費が、経済性の決め手。
安全性	ケーブルアンカー部の綿密な地盤調査が必要。 ケーブルのプレストレスの量の決定如何で、床版に対する影響が大きい。
その他	原理的には明快であるが、施工実績が少なく、問題点が解明されたとはいえない。

図-2に示すように、従来は片持梁張出し工法による橋梁が、日本に於ける年毎の最長径間を誇っていたが、近年はアーチ橋、斜張橋がその位置を占めるようになり、その支間を伸ばしている。今後どのような形で支間が伸びるかを予測するために、回帰直線を求めてみると、

$$\begin{aligned} \text{道路橋では、} \quad L_h &= 3.64 \quad Y_s - 30.0 \text{ (m)} & Y_s & \text{は昭和の年号} \\ &= 3.64 \quad Y_c - 121.0 \text{ (m)} & Y_c & \text{は西暦の下二桁} \\ \sigma &= & & 49.2 \text{ (m)} \\ \text{鉄道橋では、} \quad L_r &= 1.71 \quad Y_s - 51.1 \text{ (m)} \\ &= 1.71 \quad Y_c - 8.5 \text{ (m)} \\ \sigma &= & & 20.3 \text{ (m)} \end{aligned}$$

となる。

この式に従うと、西暦2000年には、道路橋では243.0m、鉄道橋では119.9mの長さが平均的な予測される最長径間長である。しかし、それぞれの標準偏差が、49.2m、20.3mと非常にバラツキしており、工事場所によっては、この値は大きく変動する。その変動の要素を入れると、5%の確率で、道路橋で324.2m、鉄道橋で152.9m、2.5%の確率では、道路橋で339.4m、鉄道橋で159.2mの径間を持つPC橋の誕生が期待される。一方5%の確率で、300mを越えるPC橋が出現する年を予測すると、平成5年となるので、長大支間の橋梁の工期を最短3年と見積ると、来年もしくは再来年には、300mの支間を持つ橋の計画が公表されることになる。何れにしても長大橋時代が続き、300mを越す橋梁のトップバッターは、恐らく斜張橋となるであろう。現在の斜張橋ブームの中で色々の経験を積んで、長大斜張橋の材料面、施工面、技術面の問題点が提出され、解決されており、大きな問題点はないものと確信する。

7. おわりに

前項までで、日本国内におけるPC橋の架設工法の進歩の跡を辿り、それぞれの工法の特徴を述べてみた。諸外国で施工された橋梁を見ても、特に日本との差異は認められず、種々の架設工法は、それなりに完成されたと見てよい。ただし架設工法にも多少の流行があり、現在よく用いられている工法とそうでない工法がある。現在話題に上る橋梁は、長大径間の橋が多く、架橋地点の関係もあり、片持梁張出し架設もしくはその応用の工法が多いようである。

伝統的な架設工法は、大きな設備を要せず、技術的な専門的知識をあまり必要とせず、最も経済的である。種々な制約条件が重なって、様々な工夫が生まれ、複雑な工法が生まれてきた訳である。何れにしても、全体工事費のうちで、架設工事費の占める割合は非常に大きいので、架橋地点の自然条件、社会環境などをよく把握し、発注規模、工期を勘案して、構造形式に合致した架設工法を選定することが肝要である。架設計画立案の際に、上記の意味で、本稿がお役にたてば幸である。

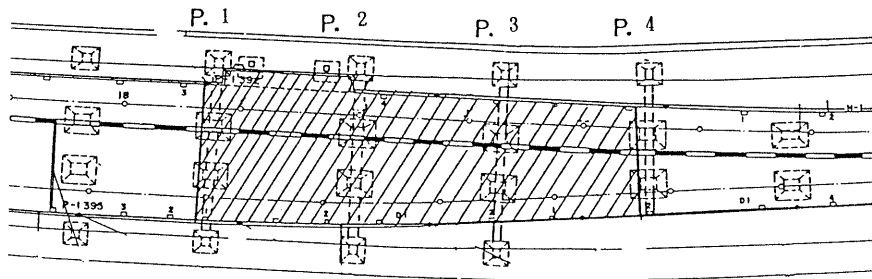
本稿中の写真の大部分は、(社)プレストレストコンクリート建設業協会の御協力を得て掲載できたもので、深く感謝する次第である。

関 連 文 献

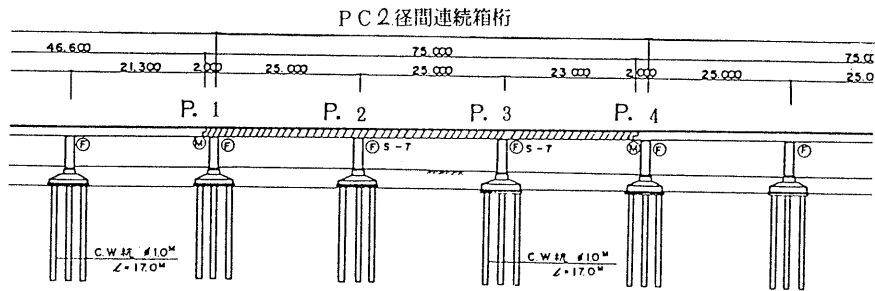
主として(社)プレストレストコンクリート技術協会の刊行物を中心として、全体的なPC橋の架設工法について記述されたものを記載している。従って個々の橋梁の架設工法については、省略してあるので、雑誌「プレストレストコンクリート」の年間主要目次などを参考にして、抽出されたい。

- 1) 津野「プレストレストコンクリート橋の架設法 — 最近の動向」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1975年 No.1
- 2) 津野「プレキャストブロック工法の最近の動向について」(最近のPCの動向について — 昭和50年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1975年
- 3) 講座「PC構造物の施工と施工管理(7)架設工」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1976年 No.6

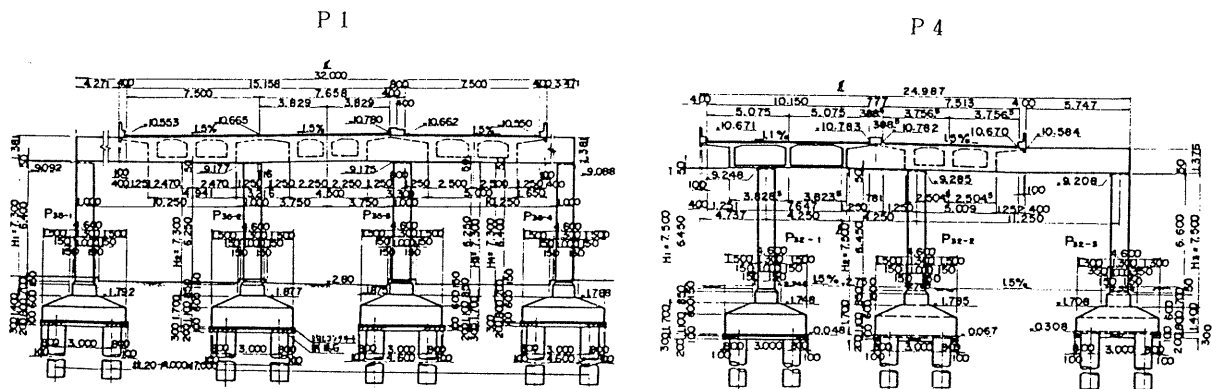
- 4) 橋田「押し出し工法によるPC鉄道橋の設計施工」(プレストレストコンクリート構造物の設計・施工 ― 昭和55年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1980年
- 5) 宮本「PC押し出し工法の設計・施工について」(プレストレストコンクリート構造物の設計・施工 ― 昭和55年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1980年
- 6) 特集「PC橋梁上部構造物の架設機械および工法」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1980年 No.3
- 7) 特集「PC斜張橋」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1980年 No.4
- 8) 御子柴「カンチレバー工法によるPC橋の設計・施工について」(PCによる構造物補強とPC構造物の設計・施工 ― 昭和56年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1981年
- 9) 特集「押し出し工法」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1982年 No.1
- 10) 小村・橋田・御子柴「プレストレストコンクリート橋の架設工法総覧」(プレストレストコンクリート技術の現況 ― 昭和57年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1982年
- 11) 小村「プレストレストコンクリート橋の今昔」 雑誌(橋梁) 1982年4月
- 12) 特集「PC橋の施工技術」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1982年 No.3
- 13) 特集「東北・上越新幹線」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1983年 No.4
- 14) 堀江「業界から見たPCの歴史をふり返って」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1983年 No.6
- 15) 小村・秋元・鈴木・則武・和田・国島「コンクリート橋工事ポケットブック」 山海堂 1984年
- 16) 「コンクリート道路橋施工便覧」 日本道路協会 1984年
- 17) 橋田・小村「PC橋架設工法総覧」 技報堂出版 1984年
- 18) 「三十年史」 プレストレストコンクリート建設業協会 1985年3月
- 19) 坂井「大型移動支保工の留意点」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1986年 No.2
- 20) 特集「PC斜張橋」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1987年 No.1
- 21) 講座「PC橋の架設について」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1987年 No.3 から 1988年 No.3 まで
- 22) プレストレストコンクリート建設業協会「施工例を主体とした最近のPC技術の紹介」(21世紀に向けてのPC技術 ― 昭和62年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1987年
- 23) 特集「本州四国連絡橋(児島一坂出ルート)」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1987年 特別号
- 24) 小村「PC橋発展小史」 1987年度版「プレストレストコンクリート」(第14報) プレストレストコンクリート建設業協会 1988年3月
- 25) 榎波・大神・佐藤「チェックポイント形式によるコンクリート橋の施工」 山海堂 1988年
- 26) 1988年度版「プレストレストコンクリート」(第15報) プレストレストコンクリート建設業協会 1988年12月
- 27) 佐藤「架設工法へのプレストレスの応用」(新しい分野でのPCの活用 ― 平成元年講習会テキスト) プレストレストコンクリート技術協会 1989年
- 28) 坂井「グラウンドアンカーを用いたPC橋の架設」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1989年 No.4
- 29) 特集「最新PC橋架設工法」 雑誌(プレストレストコンクリート) 1989年 特別号



図一 1.4 3 径間連続 P C 箱桁橋 (平面)



図一 1.5 3 径間連続 P C 箱桁橋 (側面)



図一 1.6 3 径間連続 P C 箱桁橋 (断面)

1.2 損傷状況

A 橋及び B 橋の損傷は、箱桁下面全体の細いひびわれであるが、曲げモーメントが零となる付近に集中しており、B 橋に特にこの傾向が強く現われていた。

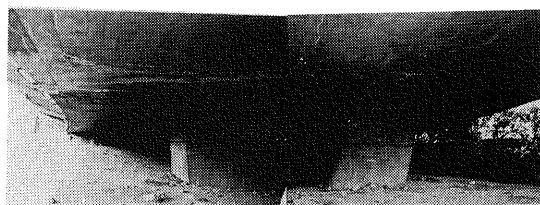
1.3 損傷の原因

ひびわれ発生の原因を究明するため、①プレストレス力の有効性、②ケーブル配置の施工誤差、③打ち継目の施工不良等の設計及び施工に関する項目の外、温度応力の影響や大気中の硫化物質等によるコンクリートの侵食作用の影響についても検討を行った。しかし、何れの項目が主原因であるか特定することができなかったが、B 橋のひびわれは曲げモーメントが零となる付近に特に集中して発生しており温度応力による影響が支配的であるのではないかと推測された。

1.4 補修方法

(1) A橋の補修

A橋の補修方法としては、箱桁下面部に発生したひびわれに対して、活荷重によるひびわれの増大を防ぎ、これ以上PC箱桁を劣化させないことを目的として、下フランジを鋼板で挟み、通しボルトで締め付ける方法による鋼板接着工法とした。以下にその施工方法について述べる（写真－1.1）。



写真－1.1 ひびわれ発生状況

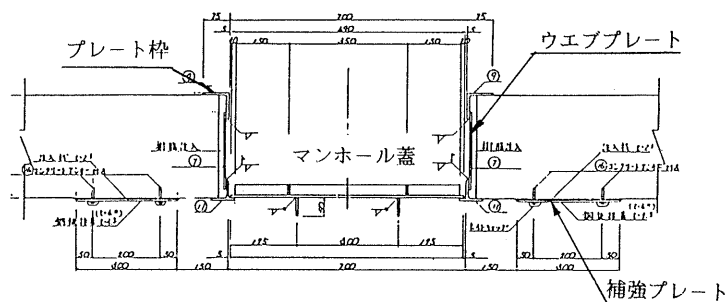
1) マンホール設置工

鋼板接着工法に先立ち、箱桁内部での作業のため箱桁下面にマンホールを設置した。マンホールの大きさは700mm×700mmの矩形とし、3室の箱桁にそれぞれ設けている。

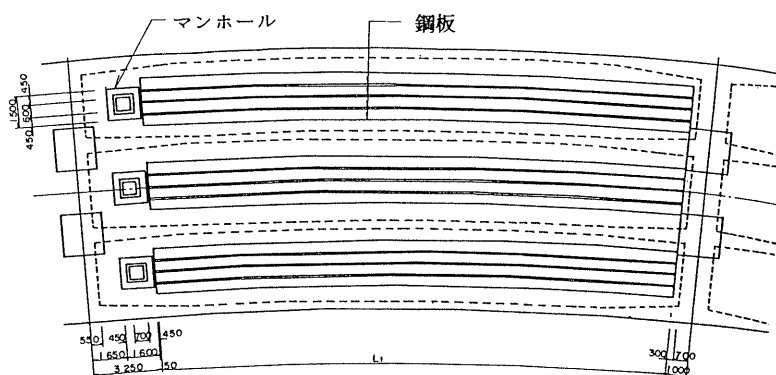
マンホールを新しく設置することは、この部分が断面欠損となり、応力集中によるひびわれが生じやすくなるので、マンホール部の回りを鋼板で補強した。

マンホールを取り付ける部分の回りのコンクリート面をグラインダーで仕上げ、コンクリートアンカー用ボルトで鋼板をセットし、鋼板の回りをパテ用樹脂でシールして、注入用エポキシ樹脂を注入した。

次に、中央部にブレードで約40cmの孔をあけ箱桁内部より削り線に沿ってダイヤモンドドリルで穿孔し、全体をブレードで丁寧に削り、グラインダーで仕上げた。ウェブプレートは下フランジ



図－1.7 マンホール断面図



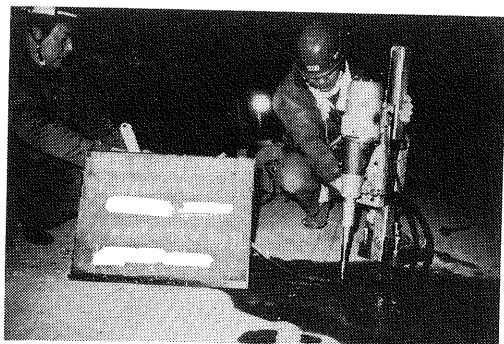
図－1.8 下床版の鋼板接着（平面）

厚を測定し工場で製作した。また、プレート枠をコンクリート面に密着するように取り付け空隙にエポキシ樹脂を注入し下フランジの上面及び下面に固定した（図－1.7，1.8）。

2) 鋼板接着工

鋼板接着は、下フランジの上面と下面に鋼板をセットし、通しボルトで下フランジを挟む工法としたため、下フランジに通しボルト用の穿孔を行うことが必要である。穿孔位置は竣工図を基本にしたが、施工時の誤差も考慮して磁気探査器による調査を行って決定した。しかし、探査器では鉄筋の位置が明確に判断できなかった。そこで計器の針が最大を示す位置を避け穿孔位置を決定した。また、箱桁内は極めて不陸が多く、大きい不陸については鋼板接着用エポキシ樹脂が多量に必要となるため、無収縮モルタルで調整した。通しボルト孔は電動ダイヤモンドドリルで穿孔し、穿孔位置を実測して型紙に取り、その型紙に基づき鋼板を工場で製作した（写真－1.2，1.3）。

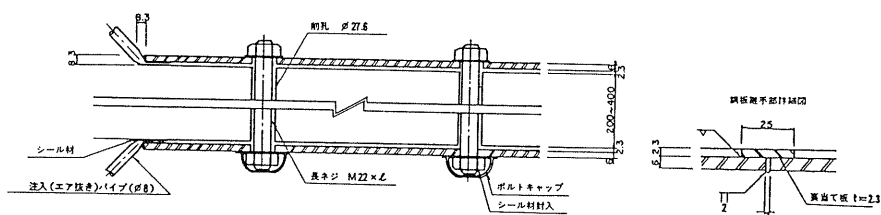
鋼板とコンクリート面との間に2.3mmのスペーサーを施し、橋軸方向の鋼板と鋼板の継ぎ目には、厚さ2.3mmの裏当金を使用した。裏当金の一方を工場で鋼板に溶接し、現場で隅肉溶接で橋軸方向に継ぎ、下フランジの上面及び下面にセットし、通しボルトで締め付けた（図－1.9）。



写真一 1.2 通しボルト穿孔状況



写真一 1.3 下フランジ下面サンダー処理

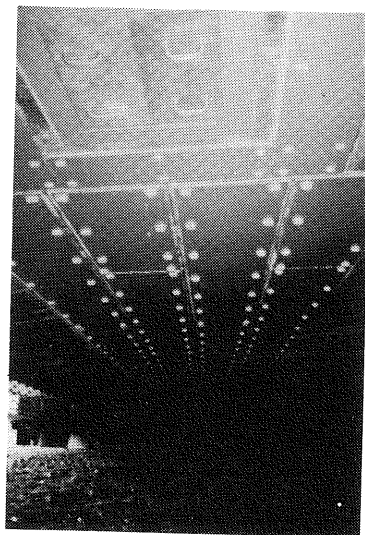


図一 1.9 通しボルトによる鋼板接着工法

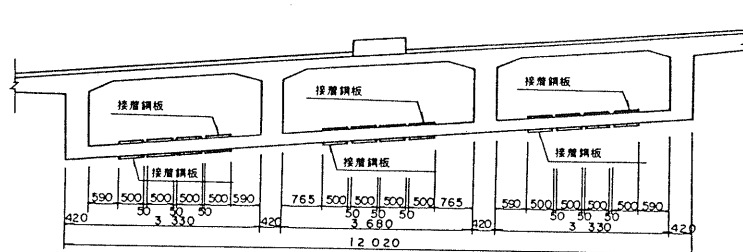
次に、鋼板の周囲に空気抜きパイプを 50 cm 間隔で千鳥に配置しながらパテ用エポキシ樹脂で入念にシーリングを行った。また、接着用エポキシ樹脂注入用の孔(径 10 mm)を鋼板中央に 50 cm 間隔で配置し注入ポンプで注入した。なお、注入完了後自然養生を行い、エポキシ樹脂が硬化した後、空気抜きパイプを切断し、グラインダーで仕上げ接着鋼板に塗装を施し工事を完了した(写真一 1.4, 1.5)(図一 1.10, 1.8)。



写真一 1.4 箱桁下フランジ鋼板接着(内面)



写真一 1.5 箱桁下フランジ鋼板接着(外面)



図一 1.10 下床版の鋼板接着(断面)

(2) B橋の補修

B橋の補修方法としては、箱桁下面に発生したひびわれを進行させないために、アウトケーブルによるプレストレスリング工法を行うこととした。以下にその施工方法について述べる。

1) マンホール設置工

本橋においても施工に先立ち、A橋と同じ方法で作業用マンホールを各箱桁に設置した。

2) エポキシ樹脂による亀裂注入工

アウトケーブルによるプレストレスリングを行う前に、箱桁下面のひびわれをエポキシ樹脂で充填することとした。施工順序は、ひびわれに沿って幅5cm程度ディスクサンダーをかけ、コンクリート面に付着したレイトンスや塵埃等を除去した後、ひびわれに沿って約20～30cmの間隔で注入用座金パイプを配置して、パテ用エポキシ樹脂で固定し、パイプとパイプの間もひびわれに沿ってパテ用樹脂で注入圧力に耐えられるように入念にシーリングを行った。注入取付けパイプにB Lインジェクターを接続し手押式ポンプで亀裂注入用エポキシ樹脂を注入した(図-1.11)。注入圧力は平均3kg/cm²である(写真-1.6)。

自然養生を行った後、取付けパイプをハンマーで打ち落としディスクサンダーで平坦に仕上げた。

3) アウトケーブル設置工

アウトケーブルは、箱桁内の主桁に左右対称に設置することとした。また、アウトケーブルの配置は、温度応力を考慮した場合の設計荷重時に生じている引張応力を打ち消すように行った(図-1.12、1.13)。

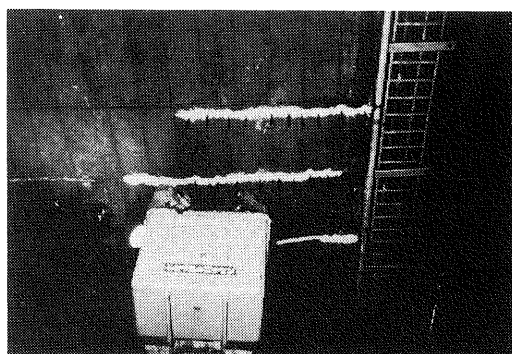


写真-1.6 ひびわれ樹脂注入工

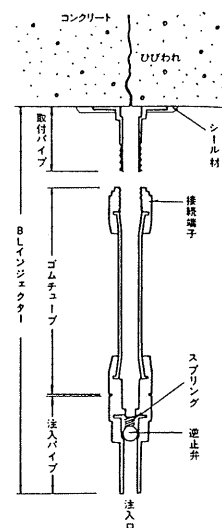


図-1.11 B Lインジェクター

アウトケーブルは、アン・ボンド工法とし、ケーブルの定着は、箱桁内の作業ということと、マンホールからの材料搬入という条件もあり、現場打ちコンクリートでブラケットを製作し、P C鋼棒で締めつけて固定した(図-1.14)。

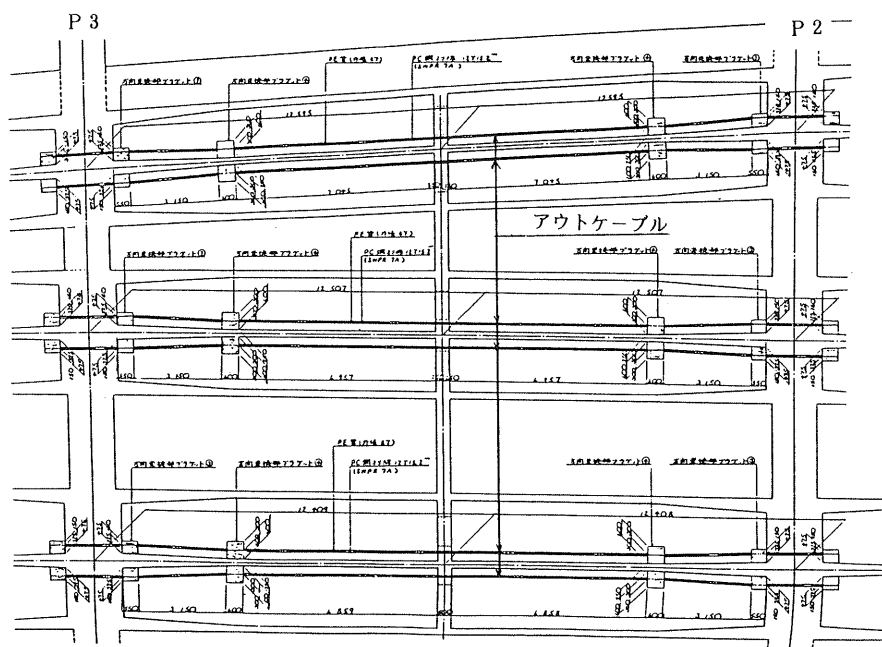
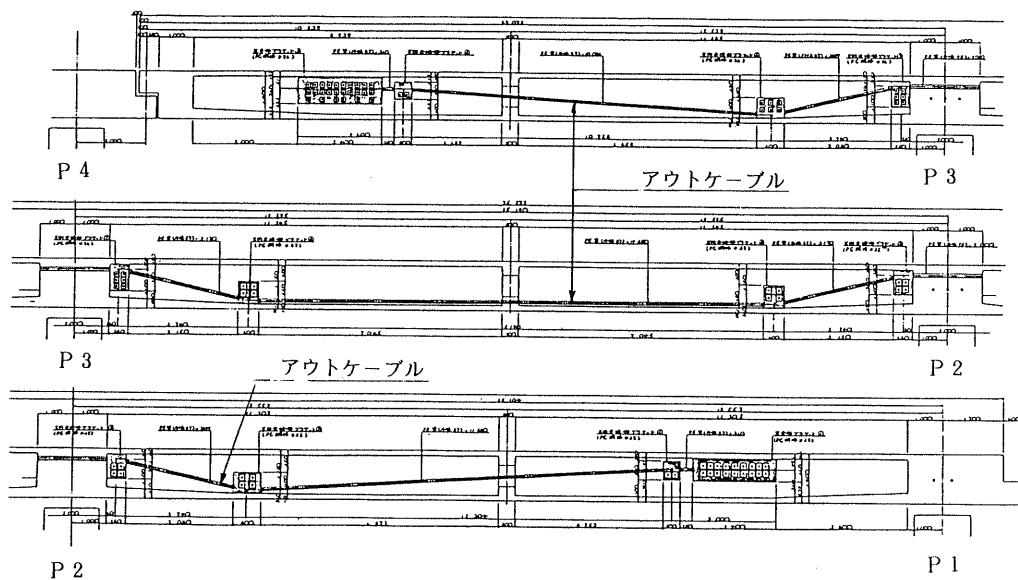


図-1.12 アウトケーブル配置図(平面)

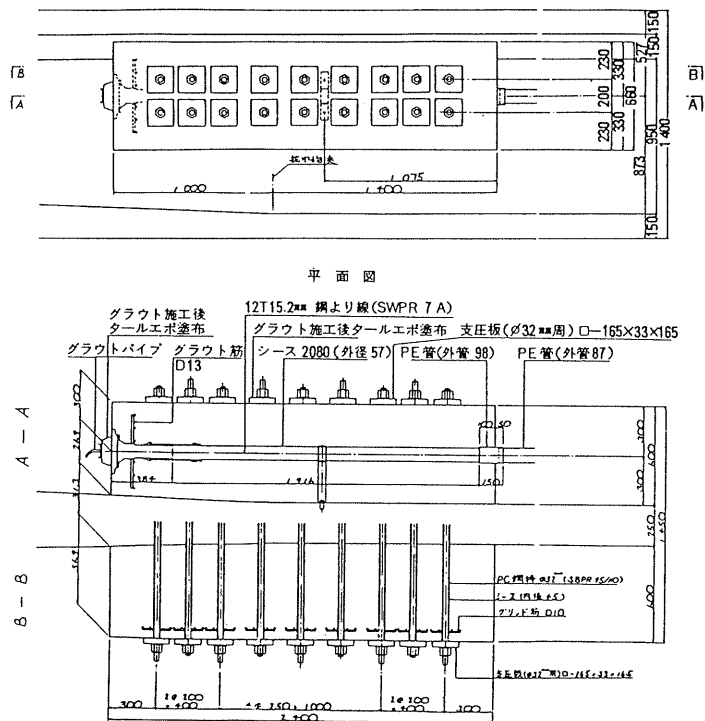


図ー 1.13 アウトケーブル配置図 (側面)

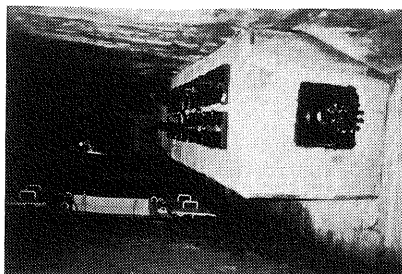
側 面 図

端部定着ブラケット及び方向変換ブラケットの位置は、設計図書等を考慮して決定したが、横締鋼棒用の穿孔に当っては、主桁内のPCケーブルを切断することのないように、X線探査器でPCケーブルの位置を確認しながら穿孔を行った。

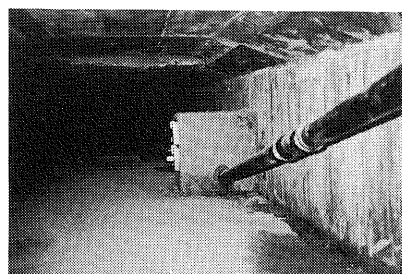
ブラケットのPC鋼棒及びアウトケーブルの緊張、シース内のグラウト終了後、支圧板やコーン等外部に露出している部分に腐蝕防止のためタールエポキシ塗料を塗布し工事を完了した(写真ー 1.7, 1.8)。



図ー 1.14 定着部ブラケット図



写真ー 1.7 定着部ブラケット (側径間)



写真ー 1.8 方向変換部ブラケット (中央径間)

2. ポストテンション方式PC桁下フランジの 縦ひびわれ、空洞、漏水の補修

2.1 損傷の状況

ポストテンション方式PC桁の下フランジ部に、縦ひびわれ(図-2.1, 写真-2.1), 空洞(写真-2.2, 2.3), そして、遊離石灰の流出が見られた。

縦ひびわれは、図-2.1に示す7本主桁の中央桁(G_4)の支間中央付近の下フランジに幅0.5~1.0 mm, 長さ約18 mにわたって発生していた。ひびわれは図-2.2に示すように下フランジ(幅60 cm)を3等分するように橋軸方向に2本発生しており、ところどころ遊離石灰の粉が付着していた。ひびわれ深さは超音波探傷による測定の結果6~10 cmであった。

一方、空洞が生じていた下フランジ部分はセメントミルクのみの状況であり、ハンマーでたたくと30×100 cm程度の範囲でコンクリート片が欠落しシースが露出した。

さらに、支間中央付近下フランジからの漏水による遊離石灰がつらら状に垂れ下がっていた。

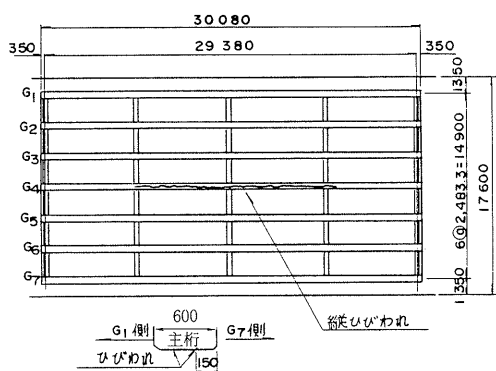


図-2.1 損傷箇所位置図



写真-2.1 下フランジのひびわれ発生状況

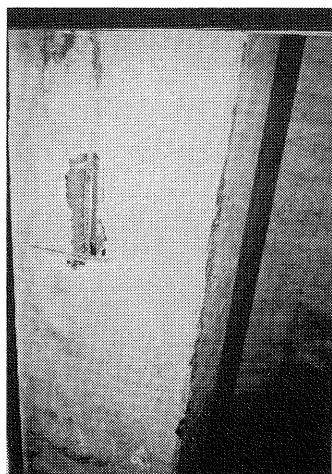


写真-2.2 目視点検時の損傷状況

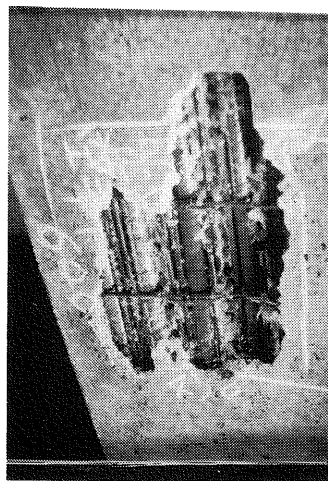
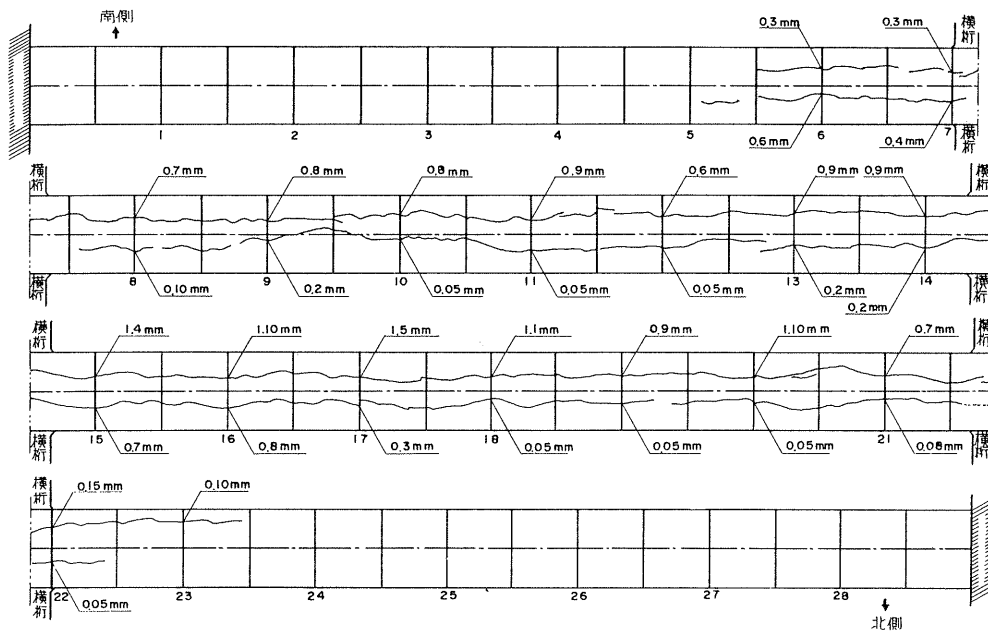


写真-2.3 タタキ点検時の空洞の状況

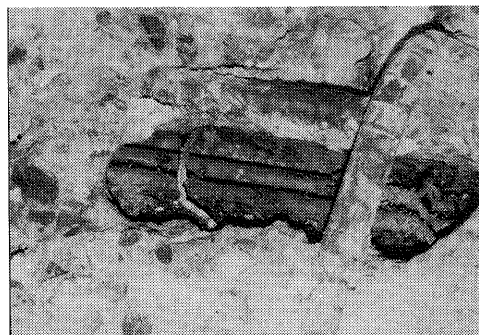
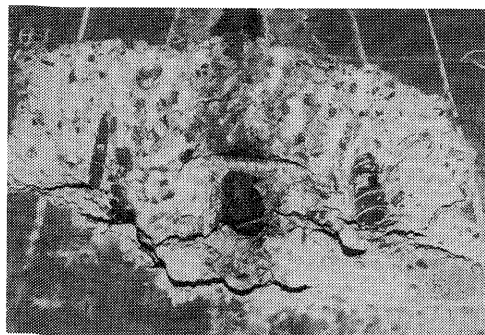


2.2 原因

縦ひびわれの原因としては、①若材令時におけるプレストレスの導入しすぎ、②グラウト注入時の注入圧の過大、③膨脹混和剤によるグラウトの膨脹圧の影響、④グラウトとコンクリートとの熱膨脹係数、乾燥収縮の相違により発生する内圧の影響、⑤PC鋼材の緊張による2次的横ひずみの発生、⑥鉄筋の座屈による横ひずみの発生等が考えられる。本事例の場合は、これらのいくつかの原因が重複してひびわれが発生したものと考えられる。これらの原因のほかに、建設時の施工上の要因（締固め、養生、脱型時期等）が大きく作用していることも考えられる。

一方、空洞は桁コンクリート打設時の締め固め不良、シースのかぶり不足が主な原因と考えられる。これは主桁製作上の施工不良により発生したと考えられるので、桁のシース配置、コンクリートの締め固め等の品質管理を入念に行うことが必要である。

また、漏水による遊離石灰の流出は、幾本ものＰＣ鋼線が上フランジ部分に巻き上げ碇着されているため、建設時のグラウト忘れが原因でシース内に雨水が流入し、ハンマーでたたくとシースが四散してしまう状態になっていたためと考えられる。しかも、ＰＣ鋼線も腐食している（写真－２.４、２.５）。また、下フランジ部はコンクリートの打設時にかぶり不足、粗骨材のまわり不良を起こし易い箇所のため十分な施工がなされていなかったと考えられる。



2.3 補修

縦ひびわれの補修は、シース内のグラウトは十分に詰まっていることが判明したので、鉄筋およびP C鋼材の腐食を防止するため、約0.2 mm以上のひびわれ幅のものについて20 cm間隔に注入パイプを設置し、ひびわれの端から順次エポキシ樹脂グラウト材を注入してひびわれ部をシールした。その後、表面仕上げを行った。

一方、空洞の補修方法は損傷箇所のコンクリートをたたき落し、パテシール材塗布後、エポキシ樹脂モルタルにて整形補修した(写真-2.6, 2.7)。

なお、漏水防止対策としてはまず第1に超音波探傷でシースの位置を確かめ桁端付近に点検孔をあけた。次に漏水箇所付近に設けた注入孔からグラウト材を注入し、点検孔からグラウト材が流出するのを確認するまで注入した。その後、点検孔、注入孔ならびにコンクリートをはつた箇所を樹脂で埋めて補修を完了した(写真-2.8)。



写真-2.6 補修用樹脂の塗布状況

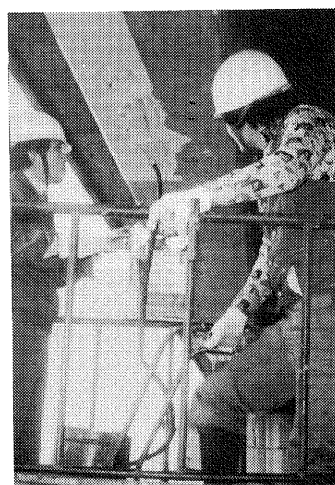


写真-2.7 補修時の状況

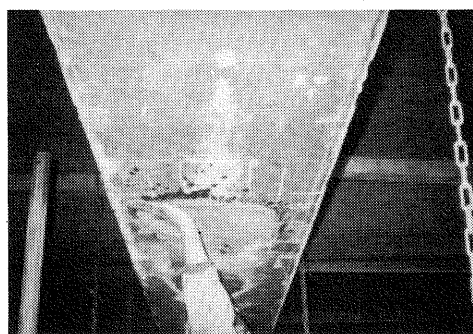


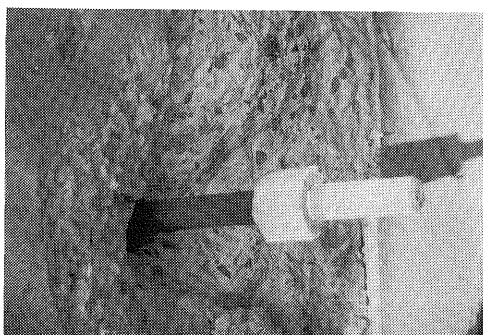
写真-2.8 補修完了状況

3. PC梁を有するT型橋脚の補修

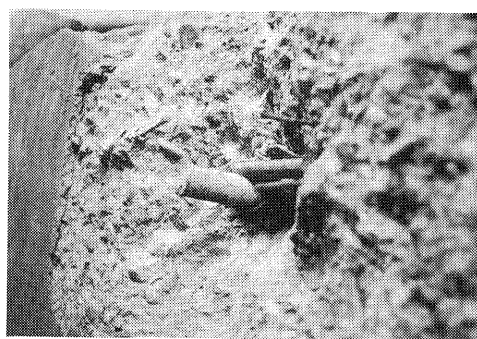
3.1 損傷の状況

PC梁に使用されていたPC鋼棒（現在は鋼線）が緊張工事完了後約10年目に突然破断（写真－3.1，3.2）し、定着部のコンクリート片が周辺に散乱した。破断した鋼棒の破面は写真－3.3に示すように腐食浸食孔（ピット）を起点として脆性的に破断していた。そこで、このPC鋼棒の遅れ破壊という事態に対処するため、たとえ破断してもコンクリート片が飛散しないように、また、破断現象を感知するために、さらには、PC鋼材定着部後埋コンクリート（図－3.1）のはく離等によるコンクリートの欠落防止を目的として防護鋼板（図－3.2）を設置した。しかし、これも写真－3.4，3.5に見られるように“はらみ”や“はく離”を発生させている。しかも、はらみ出した鋼板とコンクリート面との間には雨水等が滞水し、それらが少しずつ漏水していた（図－3.3，3.4）。

さらに、上でも述べたように、T型橋脚PC梁の定着部（図－3.1）はPC鋼棒を緊張後後埋コンクリートを打設して定着部を覆っているが、この部分が写真－3.6～3.9に示すようにひび割れが発生し、しかも、はく離を生じて後埋コンクリート片が落下した。



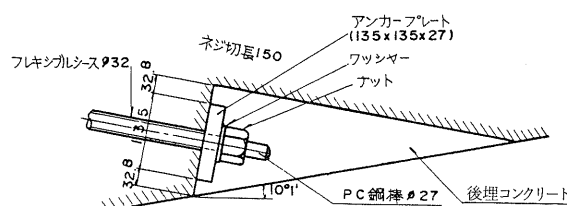
写真－3.1 PC鋼棒破断部周辺の状況



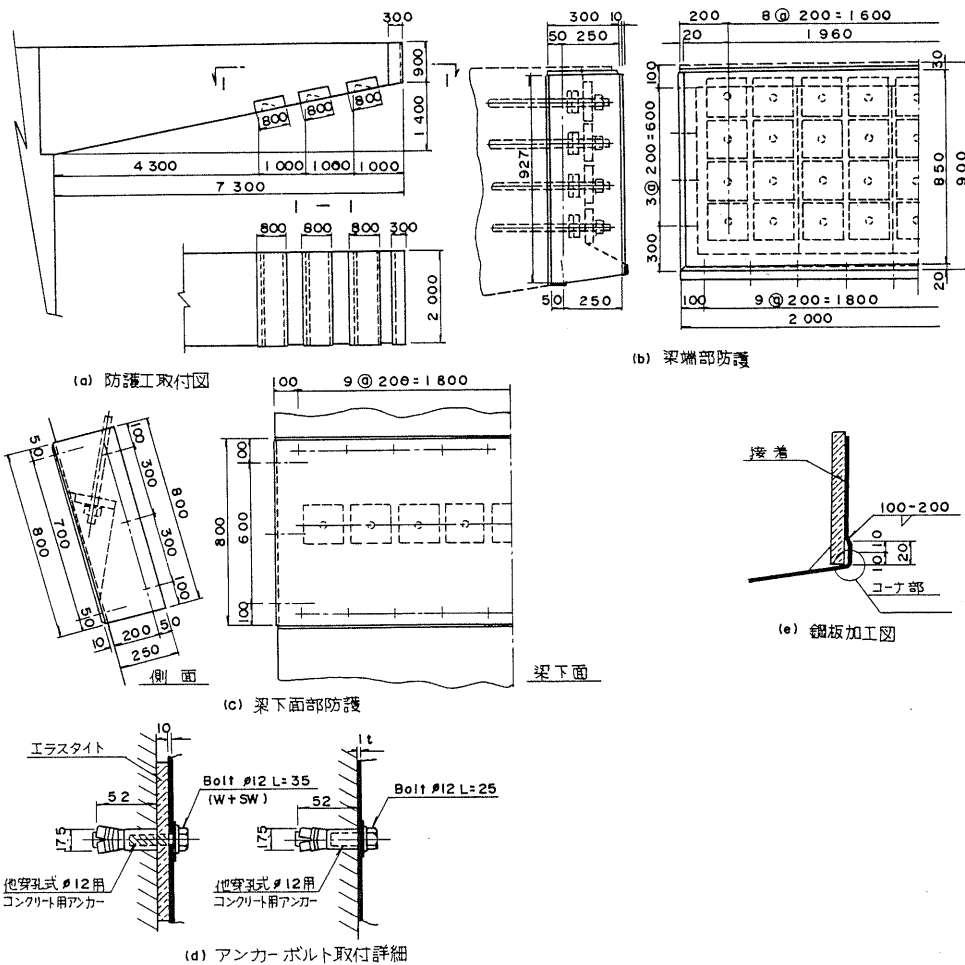
写真－3.2 コンクリート破面拡大状況



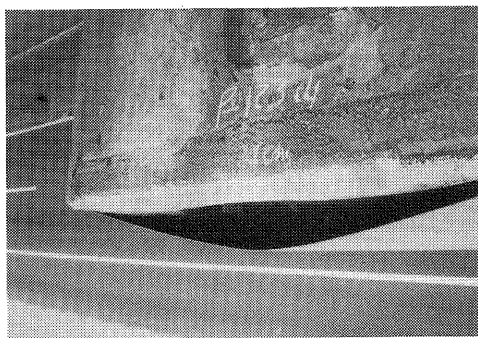
写真－3.3 PC鋼棒破断面拡大状況



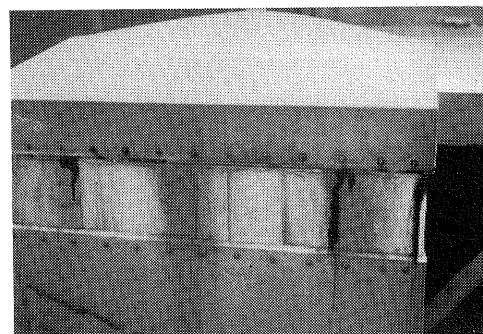
図－3.1 定着部詳細図



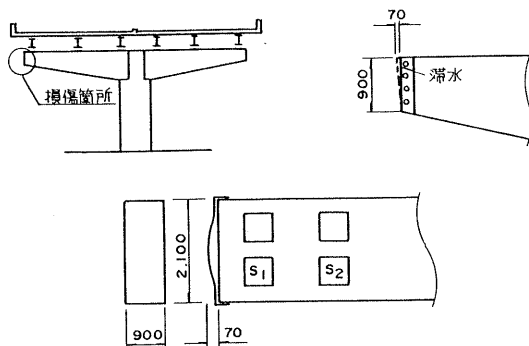
図ー 3.2 PC 橋脚梁部跡埋コンクリート防護工図



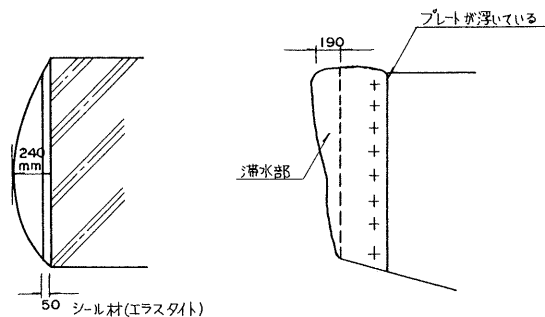
写真ー 3.4 梁端面防護工の損傷状況



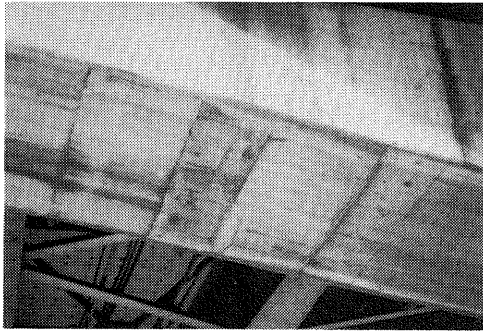
写真ー 3.5 梁下面防護工の損傷状況



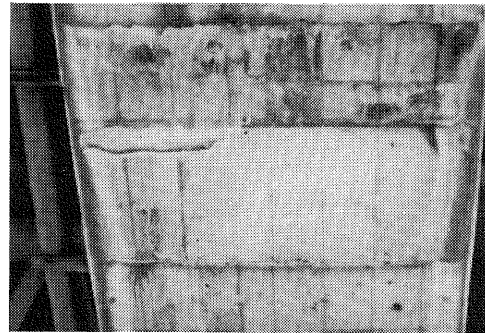
図ー 3.3 損傷箇所状況の一例



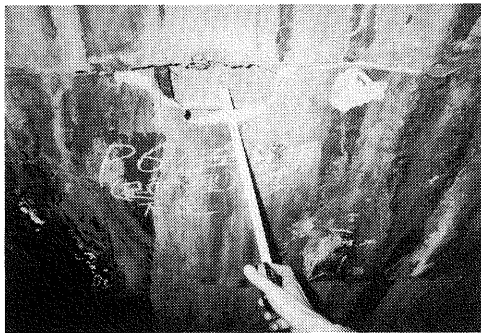
図ー 3.4 梁端面防護工の損傷状況の一例



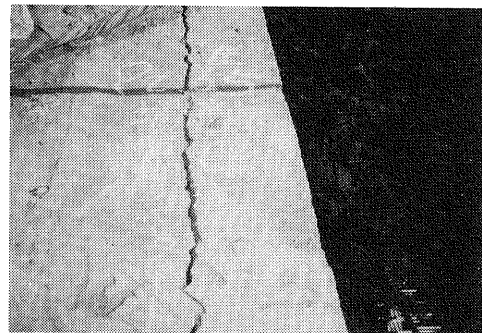
写真一 3.6 梁下面の後埋コンクリートの損傷状況



写真一 3.7 後埋コンクリート部の拡大状況



写真一 3.8 後埋コンクリートのはく離状況



写真一 3.9 梁端部後埋コンクリートのはく離状況

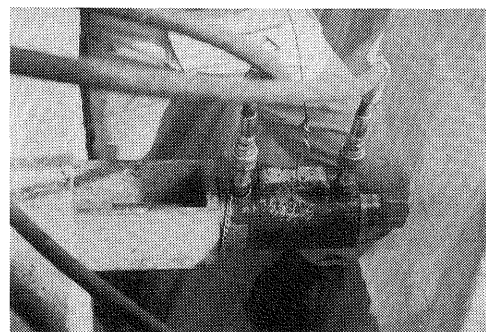
3.2 原因

破断した鋼棒を調査するとシース内にグラウト材が注入されておらず、わずかにモルタル汁の付着が認められる程度であった。このグラウト忘れが原因で高強度P C鋼棒（SBPR 95/110 $\phi 26$ （旧 SBPC 110 $\phi 27$ ））は水などの浸入という腐食環境下におかれることになり腐食ピットを起点として遅れ破壊を生じたものと考えられる。一方、防護鋼板はコンクリート面とのなじみを良くするためエラストイトをはさみ図一 3.2 (b)に示すように標準断面で $900 \times 2000 \times 300 \times 3.2$ (SS 41) の鋼板を梁側面部分に穿孔式コンクリートアンカーを打込み、ボルト締めして固定している。しかし、この鋼板の厚さが3.2 mm と薄く、さらに、溶融亜鉛メッキ防錆処理をほどこしているため、ひずみがあり取付け当初からはらみ易い状態にあった。一方、梁天端はエポキシ樹脂でシールをしているが、ボルトを取り付けていなかったで交通振動や経年による材料の劣化等により離脱し、雨水が浸入し、鋼板に水圧がかかりはらんだものと考えられる。しかし、この損傷はP C鋼棒の破断圧や鋼板取付けのアンカーボルトの破損によるものではなかった。

なお、後埋コンクリートのはく離は本体コンクリートと一体化しにくい交通振動等によりはく離を生じたものと考えられる。

3.3 補修

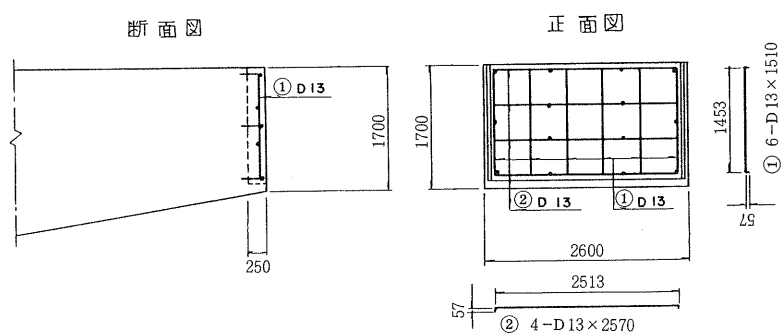
破断したP C鋼棒は中央部でカプラーで連結されており、カプラーのない方の鋼棒を写真一10に示すように抜き取った。しかし、新品のP C鋼棒と取り替えてプレストレスを導入することが不可能なため、応力照査を行い、この鋼棒を除いても安全であることを確認し、代用鉄筋を入れ、グラウト材を注入した。さらに、梁端部には前述のように鋼棒破断時にもコンクリートの飛散を防止するため図一 3.2 に示すように鋼板で防護カバーを設けた。



写真一 3.10 破断した鋼棒の引抜き状況

防護カバーの補修は内面にたまった水を抜き、梁上面にもボルトを追加した。

一方、P C鋼材定着部には後埋コンクリートのはく離および欠落防止のため、図一 3.2(c)に示すように鋼板を取り付けた。しかし、現設計ではP Cケーブルの配置方法が梁下面はデッドアンカーとするクロス式定着方式になっており、はく離の危険性は考えにくい。なお、梁端面の後埋コンクリートは図一 3.5 に示すようにホールインアンカーおよび鉄筋を用いて本体コンクリートと一体化するようになっている。



図一 3.5 P C鋼材定着部の後埋め標準図

4. PC 3 径間連続有ヒンジラーメン橋のヒンジ部の変状と補修

4.1 概要

本橋は、昭和47年に着工し、昭和48年に完成したが、完成から約3年後の昭和51年10月に中央径間ヒンジ部の沈下が発見された。

この沈下によって、中央ヒンジ部の伸縮継手部で自動車走行による衝撃音と衝撃振動が発生しており、また、中央ヒンジ部周辺の遮音壁に折れ曲がりが生じていた。

この沈下量は、昭和51年10月時点で主桁の中央ヒンジ部に於いて計画高より118 mm下がっており、施工時の上げ越し102 mm（計画上げ越し高=99 mm）を考慮すれば、完成時より合計220 mm下がったことになる。

そこで、この原因を解明すべく調査が実施され、その後、数回にわたり補修工事が実施されている（表-4.1 参照）。

その結果、図-4.1 に示すように中央ヒンジ部の沈下の進行速度は、最近徐々に小さくなってきており、橋体完成後16年でその変状が終結しようとしている。

この報告は、その間に行われた補修工事などの概要について紹介する。

4.2 調査・解析

この高架橋の設計条件を下記に示し、側面図を図-4.2 に、横断図を図-4.3 に示す。

表-4.1 経過及び変状状況表

No.	年・月	項目	内容
1	48・8	橋体完成	計画上げ越し高 99 mm 施工実績 102 mm(上り 97 mm, 下り 106 mm)
2	51・10	変状発見・調査	主桁の垂れ下がり 計画高より 118 mm 中央ヒンジ部壁高欄の遊間消滅及び遮音壁の折れ曲がり ジョイント部の衝撃騒音及び振動
3	53・9	調査・解析	垂れ下がりの原因究明 橋脚の沈下回転等（下部工） 主桁のクリープ等（上部工） 合計（上げ越し量を含む） 237 mm
4	54・3	補修工事	オーバーレイ工（ $t=71\text{ mm}$ ） ジョイント取替え（鋼製フィンガージョイント→ゴムジョイント） オーバーレイ荷重に対し補強ケーブル設置
5	60・12	補修工事	ゲレンク杓取替え（面接触型） ジョイント取替え
6	62・12	変状調査	橋梁の変状を自動計測
7	63・4	変状調査	引続き橋梁の変状を自動計測

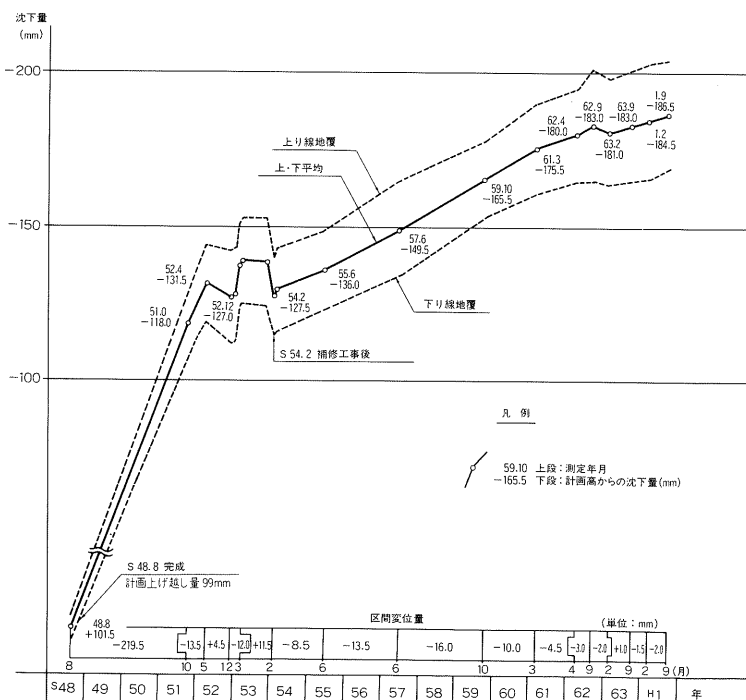


図-4.1 中央ヒンジ部沈下量経年変化図

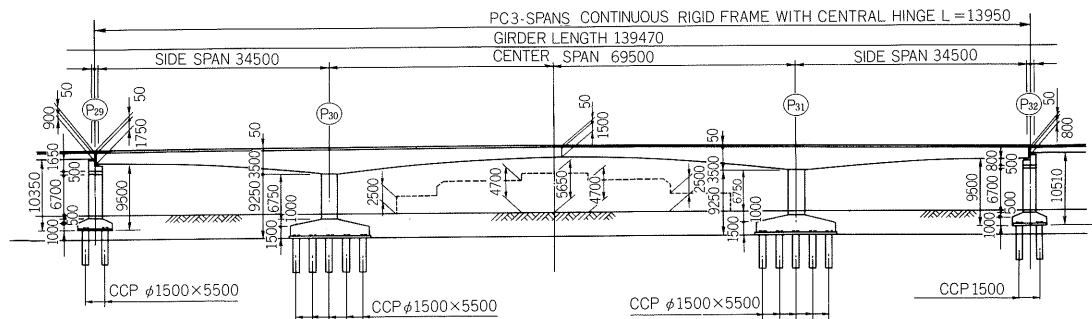


図-4.2 側面図

型 式：PC 3 径間連続有ヒンジラーメン橋

工 法：ポストテンション片持架設工法

橋 長：139.0 m

支 間：34.5 + 69.5 + 34.5 m

幅 員：17.75 m (車道幅員 8 m × 2)

荷 重：TL - 20

舗 装 厚：50 mm

主要材料：コンクリート $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

PC鋼材 SBPR A種 2号

鉄筋 SD 30

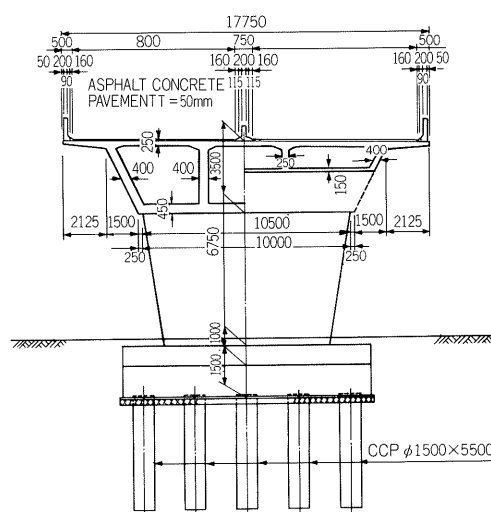


図-4.3 横断面図

昭和53年度の調査の結果、その時点での沈下量は、上下線平均で計画高より 139 mm，施工高（施工時の上げ越し量を計画高に加えた高さ）より 237 mm 下がっていた（図-4.4 参照）。

この原因について検討した結果、次の要因が考えられた。

① 橋脚の沈下による影響

橋面高測量の結果、両端橋脚（P₂₉，P₃₂）は沈下せず、中間橋脚（P₃₀，P₃₁）が 15 mm 沈下していることが判った。これは、設計上、杭反力は許容値内であるが、杭の常時の反力が許容支持力に近いことあるいは中間橋脚の基礎が杭径（φ1500）に比べ、杭長が短い（ $l = 5.5 \text{ m}$ ）ことが要因となっている可能性がある。

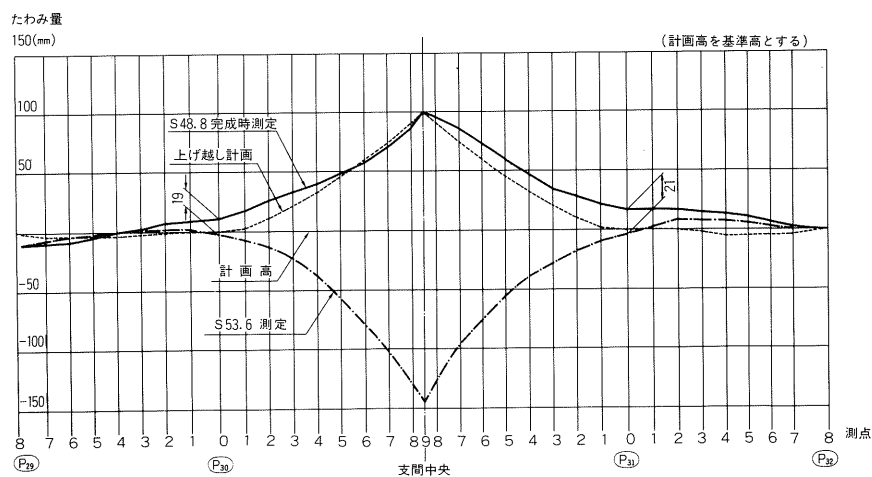


図-4.4 主桁のたわみ曲線（上り線）

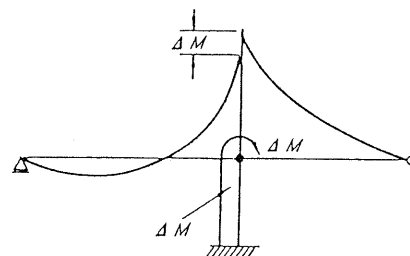
② フーチングの回転による影響

伸縮装置遊間量及び支承遊間量の測定の結果、主桁が中央ヒンジ方向へ 15 mm 変位していることが判った。この水平変位は、中間支点の沈下と考え合わせるとフーチングの回転によるものと推定される。

本高架橋は上部工工費の低減を考慮し、図-4.2 に示すように中央径間 70 m に対し側径間を 35 m と短くしている。

このような場合、死荷重により図－4.5に示すようなアンバランスモーメントが支点上に生じ、そのモーメントが橋脚や基礎に伝達されコンクリートや基礎地盤に塑性変形を生じさせることがある。

したがって、本高架橋ではP C鋼材緊張により発生する不静定モーメントなどで橋脚の左右のモーメントをバランスさせる設計になっていた。しかし、コンクリートのクリープ係数のばらつきなどにより、当初想定した大きさの不静定モーメントが発生せず、アンバランスモーメントによりフーチングが回転したと考えることもできる。



図－4.5 アンバランスモーメント ΔM の説明図

③ コンクリートのクリープによる影響

橋体完成以降の、コンクリートのクリープに起因する主桁の塑性たわみについては設計時に考慮されていたが、その後の新たな知見によりコンクリートのクリープ係数自体が当初設計に用いた値より大きく、その影響によるたわみの増大が考えられる。

これらの影響による中央ヒンジ部の沈下量を計算により推定しても、実際の沈下量より小さく、その他の要因が中央ヒンジ部の沈下に大きな影響を及ぼしていると考えられる。

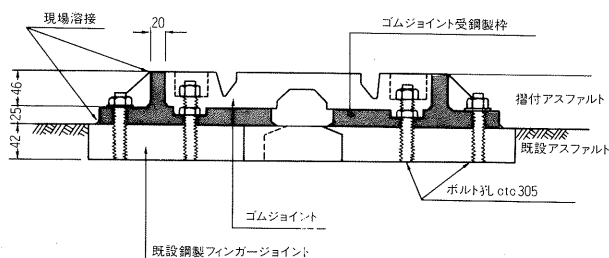
しかしながら、その他のP C有ヒンジラーメン橋においても、中央ヒンジ部の沈下は多かれ少なかれ発生しているため、中央ヒンジ部の沈下は、この構造形式が潜在的に有する要因による影響が大きいと考えられる。

4.3 補修工事・その1（昭和53年度施工）

昭和53年度に実施された、第1回の補修工事について紹介する。

(1) 伸縮装置の追加

中央ヒンジ部の沈下により、路面に角折れが生じたため伸縮装置を約7 cm 嵩上げし、その両側約15 mの区間をオーバーレイし据付けた。



図－4.6 ゴムジョイントの取り付け

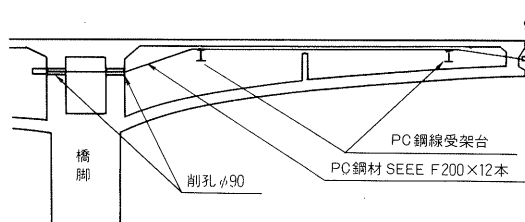
交通規制時間を極力短くするため、図－4.6に示すように、当初設置された鋼製フィンガージョイントの櫛型鋼板($t = 42 \text{ mm}$)にボルト孔($w5/8$)を削孔し、鋼製枠をボルトで締め付け、その後ゴムジョイントを取り付けた。

(2) 主桁の縦締めケーブルの追加

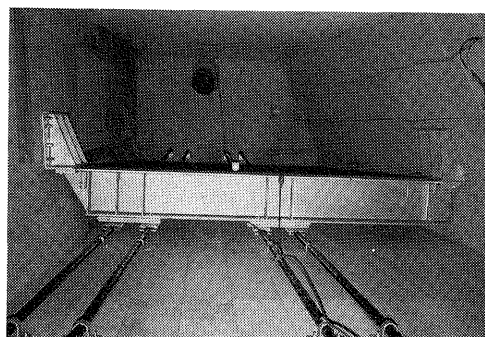
オーバーレイの舗装荷重による応力度の増加と主桁のたわみに対処するためプレストレスを導入した。

P C鋼材は、SEEEケーブルF－200を片側に12本を配置した(図－4.7参照)。その導入プレストレス量は、補修完了後の全荷重に対しコンクリートの圧縮応力度が $+10 \text{ kg/cm}^2$ 以上となり、舗装荷重の増加により生じるたわみを打ち消す量以上のたわみを生じさせるプレストレス量とした。

また、P C鋼材の偏心量を大きくするため、鋼製のサポートを取り付けた(写真－4.1)。



図－4.7 主桁の縦締めケーブルの配置



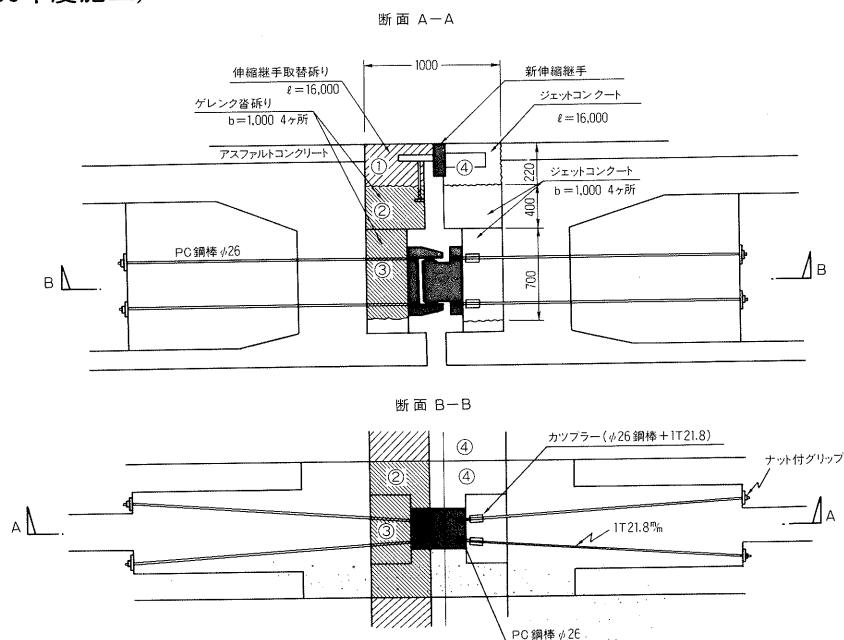
写真－4.1

4.4 補修工事・その2（昭和60年度施工）

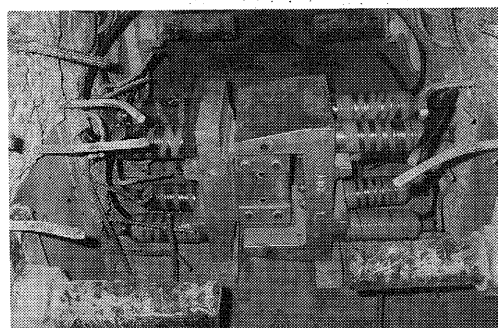
昭和60年度の補修工事では、伸縮装置が前回の補修工事で鋼製フィンガージョイントの上にゴムジョイントが設置された複雑な構造となっているため、シンプルな荷重支持型のゴムジョイントに変更した。また、当初設置された中央ヒンジ部のゲレンク沓が発錆しており、沓内部の接触面が磨耗し騒音・振動の発生原因となる可能性があるため、面接触で荷重を支える改良型ゲレンク沓に取り替えた。

ゲレンクの取り替えは、以下の手順で施工した。

- 1) 伸縮装置を取り除く（図－4.8 ①及び②）。
- 2) ウェブ部のコンクリートを研り、ゲレンク沓固定用のPC鋼棒（ $\phi 26$ ）をゆるめ、沓を取り外す（図－4.8 ③）。
- 3) 新規ゲレンク沓をセットし（写真－4.2）、型枠を入れコンクリートを打設する（図－4.8 ②及び③）。
- 4) 伸縮装置をセットし、コンクリートを打設する（図－4.8 ④）。



図－4.8 ゲレンク沓の取り替え



写真－4.2 ゲレンク沓のセット

4.4 まとめ

これまでに実施された2回の補修工事により、中央ヒンジ部は改良され、当初発生していた衝撃騒音及び振動が軽減され、走行性も改善された。

また、昭和62・63年度に実施された橋梁の変状の自動計測結果によれば、ここ2年間の橋面高の変位は、温度変化による変位と考えられ、橋体施工後16年ようやく変状が収まったと推測される。

しかし、今後自動計測を継続し、橋梁の変状を監視していく予定である。

5. すべりシューの補修－機能回復の例

5.1 概要

スパン 30 m 程度以下の RC 桁や PC 桁には、上シュー (SS 41) を平面、下シュー (鋳鉄) を円弧状にして線接触させた構造である線支承 (鋳鉄製すべり支承) が数多く使用されている。鋼製であるため、可動シューの上・下シューの接触面 (すべり面) が経年とともに発錆する場合が多く、その結果、活荷重載荷時や温度変化などによる桁の移動が拘束され支承付近のコンクリートにひびわれが生ずることがある。これら機能不良が生じた可動シューの補修対策を実施する必要がある。施工にあたっては短時間での施工、耐久性、工事費が安価なことなどを考慮に入れ、上・下シューの間にすべり材を挿入する方法を採用した。

5.2 線支承材料の選定

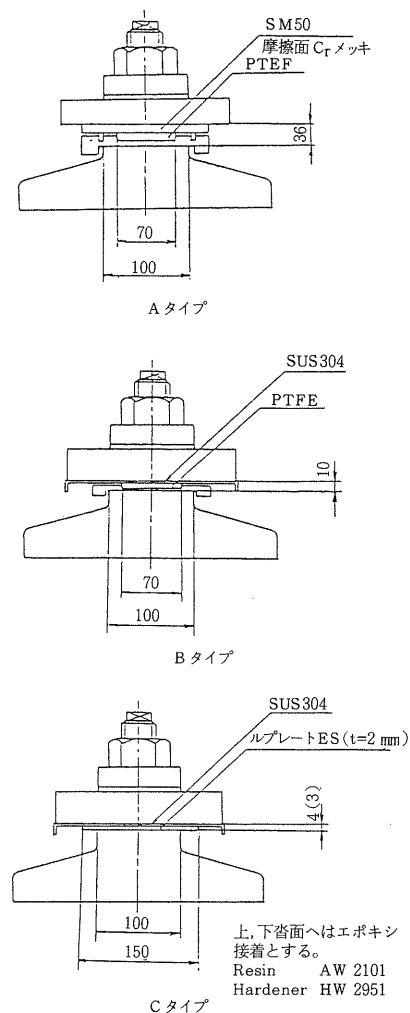
線支承補修の材料としては、図－5.1 に示す 3 タイプについて、試験的に実橋に採用し、活荷重載荷時の移動量を測定した。これらのタイプの材料は以下のとおりである。

A タイプは、すべり面をクロームメッキした SM50 材とテフロン板を用いた総厚 36 mm のすべり材である。

B タイプは、ステンレス鋼板 (SUS 304) とテフロン板を用いた総厚 10 mm のすべり材である。

C タイプは、すべり材に、ステンレス鋼板 (SUS 304 $t=2$ mm) とルプレート ES (GFRP $t=2$ mm) を用いた総厚 4 mm のものである。

これらの補修材料から活荷重時の移動量、施工性、耐久性等の検討結果から C タイプを採用した。

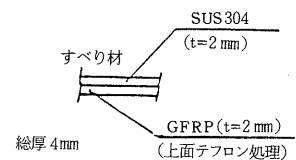


図－5.1 支承材料

5.3 補修材の特性

C タイプのすべり材は、図－5.1 に示す C タイプのガラス繊維強化プラスチック (GFRP) を主体としたものであり、ステンレス鋼板との接触面には、GFRP の上面に PTFE (テフロン) を焼きつけて圧縮強度とともにすべり機能をもたせたものである。

すべり材の機能及び耐久性を調査するために、静的、動的試験を実施した。これらの試験結果を表－5.1、図－5.3 に示す。



図－5.2 すべり材 (C タイプ)

表－5.1 GFRP 板の強度・変形特性

材料名称	形状寸法 (B*H*t)	弾 性		破 壊 時		圧縮弾性係数	記 事
		圧縮強さ	ひずみ	圧縮破壊強さ	ひずみ		
GFRP 1	(mm) 20*30*2	(kg/cm ²) 4,720	(%) 22.1	(kg/cm ²) 5,730	(%) 25.5	(kg/cm ²) 32.0*10 ³	モデル支承の曲面 (R=1,500mm)に接着した。
GFRP 2	20*30*4	4,480	14.4	4,480	14.4	42.3*10 ³	モデル支承の曲面に接着 していない。

供試体形状は $20 \times 30 \times 2$ mm (4mm) で、塑性変形を示す荷重は 35 t であり、一方設計荷重レベルでは約 3 t であり、十分な強度を有している。

くり返し荷重に対する特性は、GFRT 板 ($20 \times 30 \times 2$ mm) を用い、荷重 2.5 ～ 5.0 t、振動数 5 c/s で、86 万回の载荷を行った。

試験の結果、すべり材には外観上異常は認められず、残留変形量は 0.1 mm 程度であった。

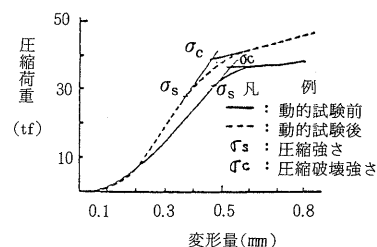


図-5.3 圧縮強度試験 (GFRP 1)

5.4 補修の施工

補修工事は、材料試験結果をもとに、GFRP 板 ($t=2$ mm) とステンレス鋼板 ($t=2$ mm) を組合せたすべり材 (図-5.2) を実構造物 (22 連) に、上・下シュウの間に挿入する。

施工方法は、円筒ジャッキで桁を仮受けし (40 mm 程度ジャッキアップ)、上・下シュウ接触面の錆などをサンドペーパーなどで除去し、下シュウに GFRP 板、上シュウにステンレス鋼板をエポキシ樹脂により接着した後、ジャッキダウンした。なお作業は夜間に行い、実作業時間は約 3 時間であった。

補修作業手順を以下に示す。

1. 支承部のジャッキアップ準備
2. 支承部のジャッキアップ
ジャッキアップ量：40 mm 程度
(下記 4. 項の作業が可能な隙間)
3. 桁の仮受け (円筒ジャッキ)
4. 上・下査接触部の錆、異物の除去、及び平面度の確保
注) サンドペーパー、棒サンダーを使用、線支承部の曲率は全て平面として良い。
5. 接着剤の混合
接着剤の種類：エポキシ樹脂接着剤
(主剤) アラルダイト AW₂ 101
(硬化剤) ハードナー HV₂ 951
6. 接着剤の塗布
接着剤を塗布する面は、前もって溶剤 (トリクロロエタン) で脱脂する。
i) 上・下査の接着面に、混合した接着剤をプラスチックヘラ等を使用して薄く塗布する。
ii) 補修用プレートへの接着剤の塗布
7. 補修用プレートのセット
接着剤の塗布された補修用プレートを下査の上に乗せる。
一支承当たり 3 枚を隙間をあけずに横に並べる。

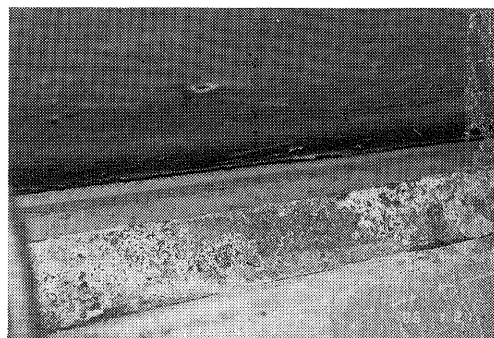


写真-5.1 補修前の線支承

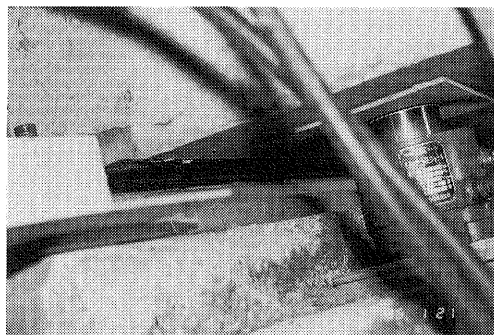


写真-5.2 ジャッキアップ中

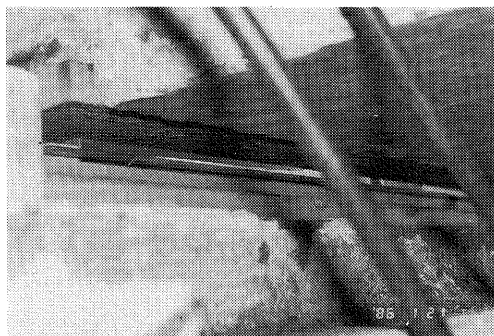


写真-5.3 錆取り完了 補修材 (GFRP 板 + ステンレス板) に接着剤を塗布し、セットしたところ

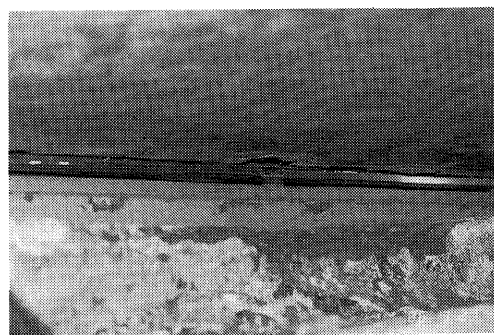


写真-5.4 ジャッキダウンセット完了

8. 桁のセット

桁の仮受けをはずし、桁をジャッキダウンする。

このとき、ステンレス鋼板、ルプレート ESS 及び上・下柵の中心がずれないように注意する。

9. 接着剤の養生

熱風ヒーターで接着部を約 50℃、15 分間加温する。

注) 炎が直接ルプレート ESS にあたらないようにする。

5.5 補修後の可動シューの機能測定

補修後の可動シューの機能回復の状況を確認するため、可動支承部で活荷重載荷時の桁の移動量、回転変位を測定した。測定は橋脚を基準として、カンチレバー型変位計、動ひずみ計を用いて実施した。その結果を表 5.2 に示す。

表 5.2 可動シューの機能測定

シュー	荷 重 載 荷					
	伸 縮 量 (mm)			回 転 変 位 ($\times 10^{-4}$ rad.)		
	計算値	実 測 値	比率	計算値	実 測 値	比率
補 修 前	1.4	微小変形	—	7.3	4.0 (2.6~5.4)	0.55
厚 4 mm 補 修 直 後	1.4	0.54 (0.35~0.72)	0.39	7.3	3.4 (3.0~3.8)	0.47
厚 4 mm 補 修 半 年 後	1.4	0.82 (0.78~0.86)	0.61	7.3	3.6 (2.6~4.7)	0.49

6. 塩害を受けたPC 構造物の補修

PC 構造物が損傷を受けて補修・補強を実施している事例として、冬季の厳しい季節風による潮風と多湿という環境条件下にある北陸地方の日本海沿岸沿いのPC 橋の実態をとりあげて、塩害被害の状況とその対策法を記述する。

6.1 塩害とは何か

塩害とは飛来した海塩粒子がコンクリート構造物の表面に付着してコンクリート中に浸透し、さらに水と酸素が供給されると、内部の鋼材が腐食、膨張して(約2.5 倍の体積となる)、コンクリートのかぶり部分にひび割れや剥離・剥落を生じてコンクリート構造物が損傷する現象で、放置しておくと、鋼材の断面欠損や構造体としての機能を失ってしまうこともある。また塩害は海砂の使用などによって建設時にコンクリート中に保持されて、それが徐々に塩害を引き起す場合もある。

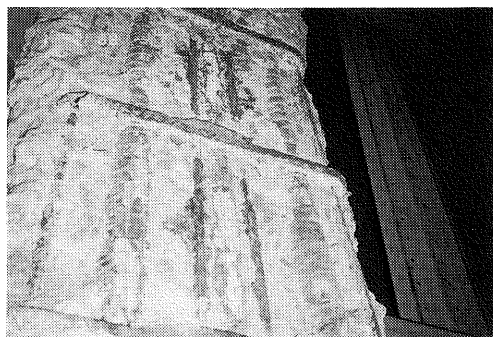
当地域の塩害被害は本線橋やオーバブリッジ、さらにカルバートボックスなどのすべての鉄筋コンクリート構造物に及んでいるため、塩害対策をはじめまでの約10年間余りに亘って、潮風や波しぶきなどで徐々に外部から供給されて、コンクリート内部に蓄積された塩害物質によって引き起されたものと推定される。その蓄積された塩分量は $6\sim 15\text{ kg/m}^3$ に達し、一般に鋼材が腐食するといわれている塩分量の実に4～9 倍で、その蓄積量の多さに愕然とさせられている。

6.2 塩害を受けたPC 橋の実態

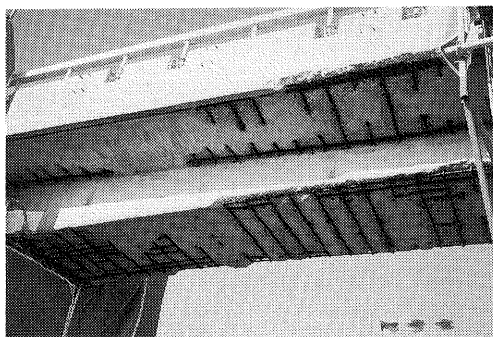
当地域で塩害を受けているPC 橋は本線橋が7 橋で、オーバブリッジが13 橋あり、本線橋については供用後、10 年余り経った頃から塩害被害が顕著になり、その後、6 年に亘って補修対策を実施してきたが、一部の橋では再補修をはじめている。またオーバブリッジは供用後、16 年経過してから本格的な対策をはじめて現在も補修中である。

一例として、PC 単純ポストテンションT 桁橋の下フランジ下面の塩害状況をとりあげてみよう。写真－6.1 は再補修のために取り取った状態で、鋼材が腐食する状況がご理解していただけたと思う。このまま放置しておくと、シースやグラウト材も塩害物質のために錆びたり、欠落したりしてその保護機能を失い、遂にはPC 鋼線をも腐食させて構造体の破壊に至るという過程が理解できると思う。さらにこの桁が一般に実施されているコンクリート塗装による補修方法を試験するための実験橋の5 年後の姿であることを付け加えておく。

また、写真－6.2 はPC 斜材付きπ 型ラーメン形式のオーバブリッジの損傷部を補修のために取り取った時の状況である。この写真にみられるように、かぶりは規定通りあるにもかかわらず鉄筋が錆びていることが解っていただけたと思う。さらに塩害はそれだけにとどまらず垂直材の裏側にも顕著な被害を発生させており、かぶり部分がブロック状にとれたところもあった。



写真－6.1 PC 桁の塩害状況
(シース・鉄筋及び鋼線の錆)



写真－6.2 オーバブリッジの塩害状況

結局、写真のような状態に達すると、PC構造としての特性である、苦労して導入した圧縮力が解放されて、現行のコンクリート塗装と断面修復による方法だけでは解決できない構造上の問題が生じ、今後の検討課題となっている。

6.3 塩害対策

塩害対策はひと言でいえば、腐食因子である塩分、水及び酸素のうちのどれか一つを遮断すれば防げるものである。現在行われている対策法はコンクリートの劣化した部分を取り除き、錆びた鋼材の錆を落してから防錆処理をした後、新しい断面修復材料（既設のものに似た材料がよいようである。）を打ち足して、コンクリート表面を不透気性材料（一般に樹脂系塗料）で被覆する方法がとられている。現在施工しているコンクリート塗装の仕様を表-6.1に示す。

PC技術者の好む形式の一つであるカンチレバー工法による箱桁橋がやはりこの海岸沿いにあり、残念ながら塩害は見逃してはくれず、大変な苦労をして塩害対策を実施したようである。たとえば補修用の足場ひとつをとってもその大変さが想像できると思うが、建設時のちょっとした配慮がいかに大切であったかを考えさせられたものである。この橋も他の橋と同様の方式で塩害対策を終えて4～6年が経過している。

次に現在施工中のオーバブリッジの塩害対策工事について報告しておこう。写真-6.3のように本線の通行車線に除雪用のトラックを並べて、その上に簡易な軽量鉄骨製足場を組んで、写真-6.4のような、例えば上向き状態で研り作業を行って劣化部分を取り除いた後に、ショットブラストで錆落しを行う。しかる後に写真-6.5のような吊り型枠を設置してポリマーセメント系材料で断面修復をしてから、表-6.1に示した材料仕様でコンクリート全面をライニングする方法で塩害対策を実施している。塩害対策を終えたオーバブリッジの姿が写真-6.6である。なお塩害を受けたオーバブリッジをツートンカラ

表-6.1 コンクリート塗装仕様（樹脂系塗装）

工 程		材 料
前処理	プライマー パ テ	エポキシ樹脂プライマー エポキシ樹脂パテ
FRP 1 層		厚膜型エポキシ樹脂塗料中塗り ガラスクロス 厚膜型エポキシ樹脂塗料中塗り
FRP 2 層		厚膜型エポキシ樹脂塗料中塗り ガラスクロス 厚膜型エポキシ樹脂塗料中塗り
中塗り	1 層	厚膜型エポキシ樹脂塗料中塗り
上塗り	1 層	ポリウレタン樹脂塗料上塗り
	2 層	ポリウレタン樹脂塗料上塗り



写真-6.3 オーバブリッジの塩害補修のための移動足場

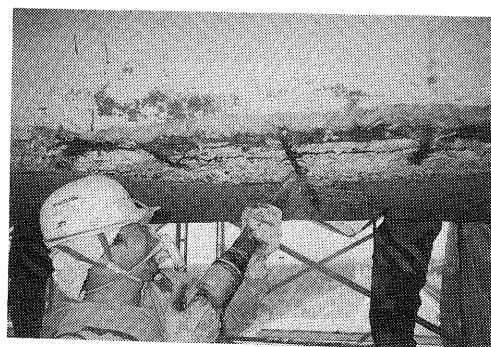


写真-6.4 オーバブリッジの塩害補修状況（研り作業）

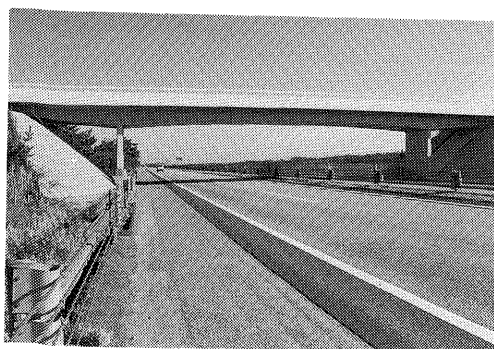


写真-6.6 ツートンカラーに塗包された塩害対策橋



写真-6.5 吊り型枠の設置（断面修復用型枠で夜間は桁下通行となる。）

ーに仕上げているので、現地を訪ずれると奇異な印象を受けるかも知れないが、筆者らが「塩害転じて景観美となす」という発想でもって、塩害に対して精一杯の抵抗を試みているのである、とご理解いただければ光栄である。

6.4 なぜ再補修をはじめたのか

コンクリート塗装法による本線橋の塩害対策は、7年前からはじめて前年度までにすべてを完了した。この塩害対策をはじめた最初の頃に塩害の特に顕著な前述のT桁橋の海寄りの耳桁を試験桁として、5種類の塗装材を使って試験施工を実施した。その結果、この試験桁が5年後に再び顕著な塩害を受けて写真-6.7のような状態となった。各塗装材の試験データを表-6.2に示す。

この表で注目すべきことは、A, B, Cの塗装材は塩分が遮断された状態であり、しかもB以外の材料では付着強度も十分にあり、所期の目的を達しているはずであった。それにもかかわらず、すべての塗装材に写真のような損傷がみられたわけで、結局、筆者らはこれらの塩害は2次的な塩害、すなわち内部に蓄積された塩害物質が徐々に塩害をもたらしているという推論を立てて、この仮定を基にして今後の再補修の方策を模索しはじめたわけである。

このように補修された橋がその後に受けた2次的な塩害のために、すべてのものが写真-6.7（写真-6.8はその内部）の状態ではお手上げとなるわけである。しかし幸いにも2次的な塩害は比較的ゆるやかに進むから、写真-6.9のような盤ぶくれ状態が部分的にまず顕われてくる。従ってこの状態を点検作業で早期に発見しさえすれば何とか対策は立てられるわけであ

表-6.2 塗装材の塗膜試験

試験塗装材	試験片採取箇所		塩分浸透の測定 (C 1 の検出の有無)			付着強度 (kg /cm ²)
	健全 損傷	部材・部位	上塗	中塗	下塗	
A ポリプタジエン系	健全	上り G 1 (Web)	有	有	無	22
	損傷	下り G 2 (L.FLG)	有	有	無	15
B シリコン系	健全	下り G 1 (Web)	無	無		6
	損傷	下り G 1 (L.FLG)	無	無		7
C ポリエステル系	健全	下り G 1 (L.FLG, Web)	有	無		31
	損傷	下り G 2 (Web)	有	無		30
D ポリマーセメント系	健全	下り G 1 (Web)	有			21
	損傷	下り G 1 (L.FLG)	有			11
E エポキシ系	健全	下り G 1 (Web)	—	有	有	32
	損傷	下り G 3, 4 (L.FLG)	—	有	有	30

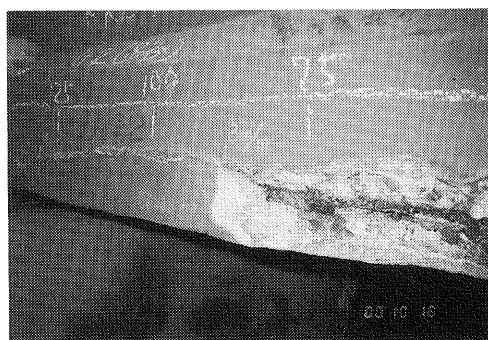


写真-6.7 試験施工をした桁の塩害状況

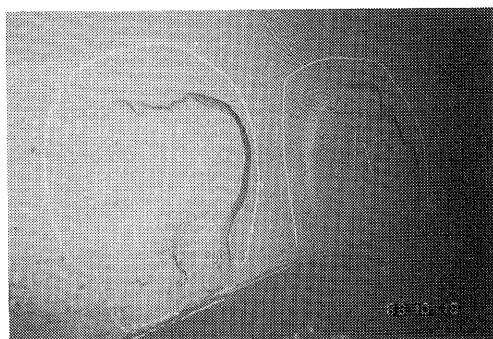


写真-6.9 盤ぶくれした塗装被覆の状況

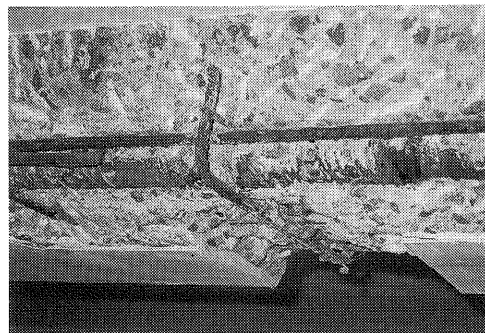


写真-6.8 損傷を受けた部分の研り断面

る。写真の状態では被覆材は未だ健全で、少なくとも外部からの塩害物質を遮断しているが、この部分を剥ぎ取ると写真－6.10のような損傷状態で、内部の鉄筋には錆が生じている。結局、この現象はいわゆるコンクリートの内部に生ずる癌であって、その対症療法は早期に発見して、その都度、劣化した部分のみを斫り取って根気よく手直しを繰返していくしか方法がなさそうである。

このような考えに達したのは再補修の施工上の問題もあったからで、その一つは樹脂系塗装の塗装材の除去が相当困難であることで、たとえばショットブラストをしても取り除くことが容易でないことと、もう一つの理由は内部に蓄積された塩分を除去する技術の開発が遅れていることである。結局、塗装したコンクリートの全面を再補修する方法については、今後の検討課題として残ってしまったわけである。

これらに対する現在考えられている有力な手段は電気防食法である。そのために今年度から、前述の試験橋を再度使用して電気防食法による塩害対策試験を行う予定であるので、乞うご期待というところである。

さらにP C鋼線の一部腐食したP C桁については本年度、P Cアウトケーブル方式で試験的に補強する予定であるので、こちらも期待をもってお待ち願いたいものである。

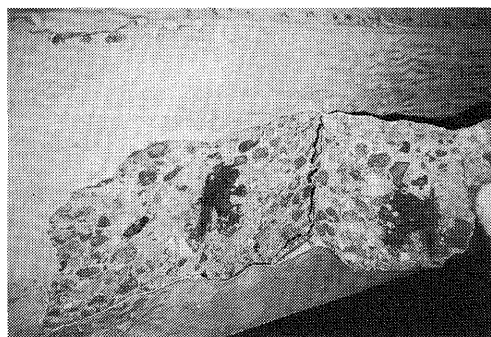
6.5 塩害が予想される場所でのP C橋の生残り策を探る

既に述べたように、厳しい塩害環境下にあるコンクリート構造物はかつて言われたメンテナンスフリーという神話は失われ、特に贅肉をできる限り落して長大スパンに挑戦しているP C橋をはじめ、かぶり厚を薄くしたいP C桁においても塩害は大敵となってきたわけである。

筆者らが塩害を受けた既設構造物の対策をはじめめるにあたって、最も力を入れているのは診断技術の開発である。この維持管理上に必要な診断技術は、早期に塩害対策をするための決め手となるわけで、塩害損傷の程度を定量的に評価して補修または補強の要否や時期を適確に判断する材料となるわけである。

昨年に至って、前述のT桁橋やカルバートボックス等に写真－6.11のようなモニタリング用プローブ装置を補修した鉄筋に取り付けて、コンクリート中の鋼材の腐食状況を外面から定量的に長期測定する調査をスタートさせたところである。この装置は鉄筋の自然電位、分極抵抗やコンクリートの抵抗率を電気的に計測するもので、図－6.1に示す。

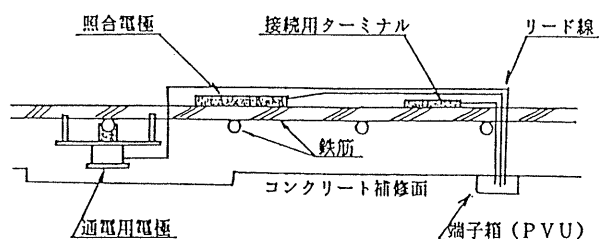
また既に補修を終えたP C橋の塩害状況を把握するために、橋梁点検を今年からはじめたばかりである。これに先立って、既述のT桁橋を使用して各種の非破壊試験機の性能テストをした結果、赤外線法が塩害損傷の状況を把握するのに使えることがわかった。それで、今年に入ってから写真－6.12に示すような橋梁点検車を使用して、P Cラーメン橋の塩害追跡調査を開始した。この調査では人によるたたき点検と共に、赤外線法を併用して基礎的なデータをとっている。



写真－6.10 盤ぶくれ部分ををはがした状態

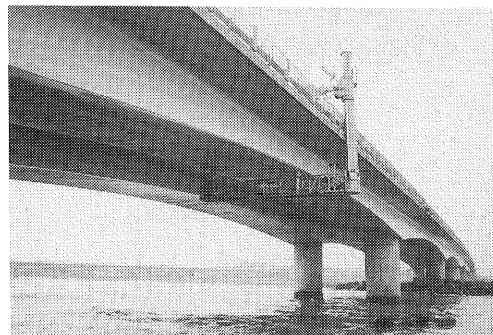


写真－6.11 鋼材腐食の経時変化を測定するためのモニタリング用プローブ



図－6.1 モニタリング用プローブ装置

次に塩害を克服する方策を提案しておこう。P C 橋ではかぶり厚さを厚くすることは構造的に不利になるばかりでなく、たとえ少々厚くしても時間的な問題であって必らず塩分は浸透して塩害をもたらすであろう。塩害の実態をみていると、塩害物質が内部に蓄積されないようにさえすれば、十分その目的は達せられるので、コンクリート橋の完成と同時に2～3層（現行の11層は不要）の表面塗装を行っておけば、外部からの塩害物質の遮断は十分可能であると思われる。その上に、①シース材の改良、②グラウト材の改良と入念な注入作業、③規定通りのかぶり厚の確保、④スペーサーの工夫と腐食防止、⑤緊結材の処理、⑥P C 鋼材の防食、⑦密実なコンクリートの打設、等々の点に留意して施工を行えば、塩害の魔の手から十分に逃れられるであろう。最後にこの報文を読んで、塩害の恐さを再認識していただいて現場作業に反映していただければ幸いである。



写真一 6.12 点検車による補修した橋の点検作業

7. 船舶の衝突を受けたPC桁の補修

7.1 概要

このPC桁は、船の衝突により耳桁部を破損したもので、スパンは、40mのPCT型(9主桁)である(図-7.1)。

船の衝突により損傷を受けたPCT桁橋の被害状況調査、補修工法の選定、及び施工についての概要を述べる。

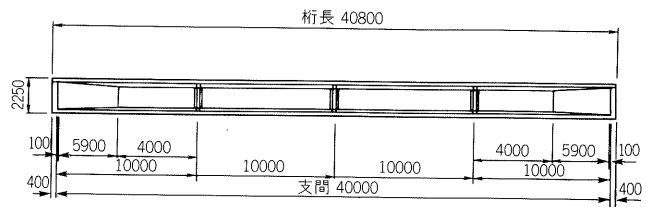
7.2 被害調査

船の衝突により、被害を受けたPC橋は、3径間(A径間、B径間、C径間)であり、その状況を図-7.2、7.3、7.4に示す。

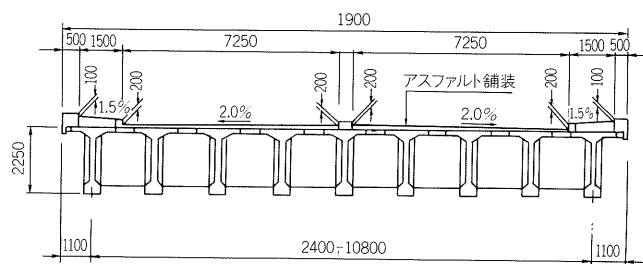
調査は、主桁、横桁、地覆、高らんおよび橋脚の異常の有無について、目視、ひびわれ幅測定器、テストハンマー等によって行った。

A径間部は全長にわたって耳桁が被害を受けていて、その状況を図-7.2に示す。

特に径間中央の横桁と橋脚側の横桁間は、耳桁の腹部と下縁が長さ10mにわたって破壊が生じており、主桁のプレストレスの減少があると考えられた。また耳桁の海側側面には全長にわたって無数の引っかき傷があり、下縁部は鉄筋およびPC鋼材が露出していた(写真-7.1、7.2)。



(a) 主桁側面図



(b) 標準断面図

図-7.1 上部工構造一般図

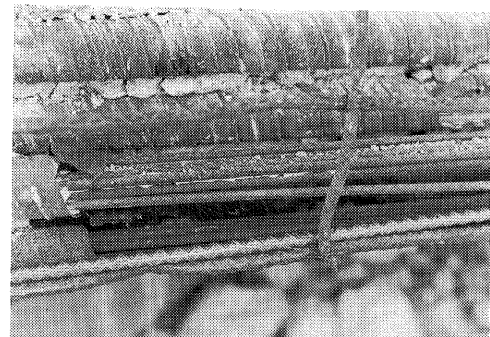


写真-7.1



写真-7.2 被害桁下面

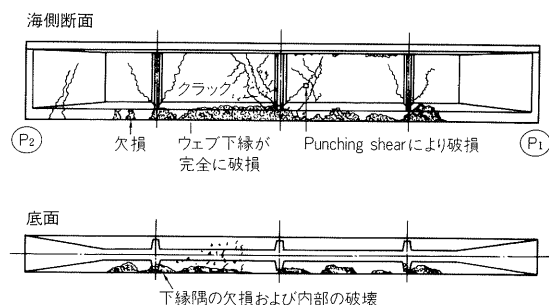


図-7.2 耳桁損傷状況 (A径間部)

B径間部の耳桁の損傷状況は、図-7.3に示すとおりスパン中央付近の断面が16mにわたって破損している。

下縁部の鉄筋およびPC鋼材は露出・破断されていて、主桁のプレストレスはほとんど消失されていると思われる。

C径間部は、図－7.4に示すとおり、A・B径間部に比べて損傷は比較的軽微であり、そのクラック状況を（写真－7.3）示す。

7.3 対策工の検討

以上の調査結果から、A・B径間部の耳桁については、補修あるいは補強が困難と思われることから比較案（1. 全体架け替え案、2. 耳桁のみ架け替え（床版打足し）、3. 耳桁のみ架け替え（合成桁）、4. 耳桁補強の4案）を検討の結果、設計上、施工性、経済性の面から耳桁のみ新桁に架けかえる（合成桁）方法が採用された。この方法は、撤去される耳桁から横締め鋼材を取り出して、それにボタンヘッド加工を施し、特殊継手を利用して既設のPC鋼材を再緊張するため、以下に示す確認試験の結果をもとに採用された。

1. 施工性に関するもの

- 1) PC鋼材の取り出し
- 2) ボタンヘッド加工
- 3) 施工法

2. プレストレスに関するもの

- 1) PC鋼材取り出しによるプレストレスの変化
- 2) 再緊張によるプレストレスの回復の確認

このうち、PC鋼材切断時のプレストレスの減少については、切断面近傍であり、再緊張によりほぼ、プレストレスの回復が確認された。

7.4 耳桁架け替え補強設計

架け替え桁は、PC鋼材の配置、特殊継手の収容厚さ不足等の理由から合成桁とした（図－7.5）。

7.5 補修・補強の施工

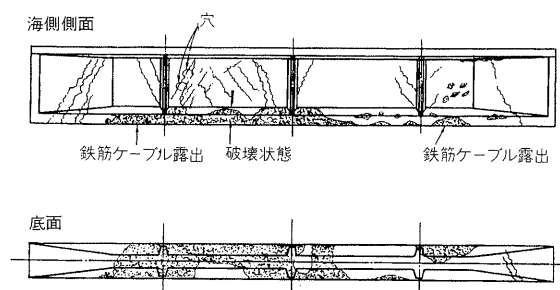
損傷が比較的軽微なC径間部の補修工事は、欠損部を樹脂モルタルで修正し、ひびわれ部は樹脂注入を行ったものである。

A・B径間は、耳桁を新桁に架け替える工事で復元し、施工の手順は図－7.6に示す。

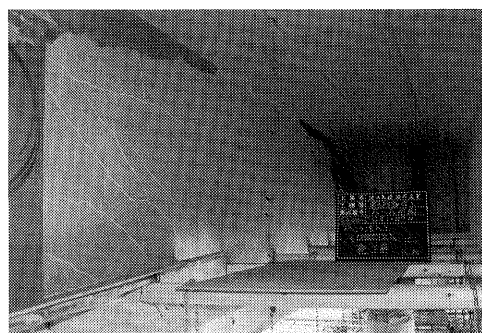
1) 撤去工

破損した耳桁が、撤去時に桁自重に十分耐えられるよう部分補修を行う（写真－7.4）。

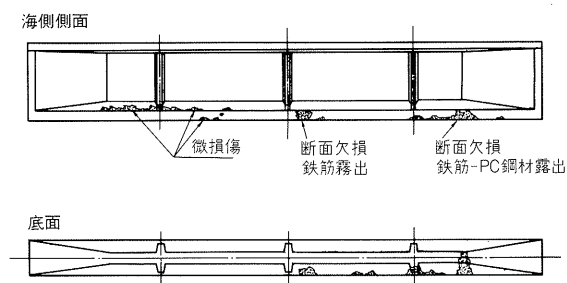
2) 横締めPC鋼材の取り出し



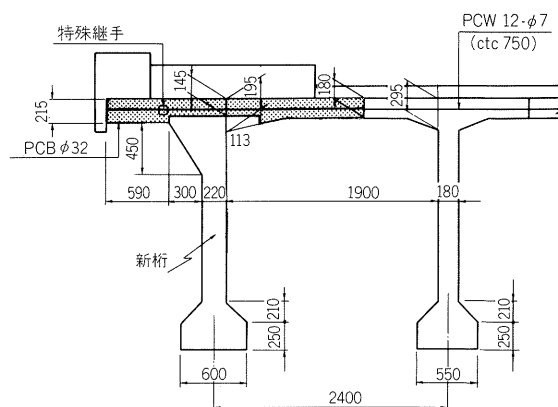
図－7.3 耳桁損傷状況（B径間部）



写真－7.3



図－7.4 耳桁損傷状況（C径間部）

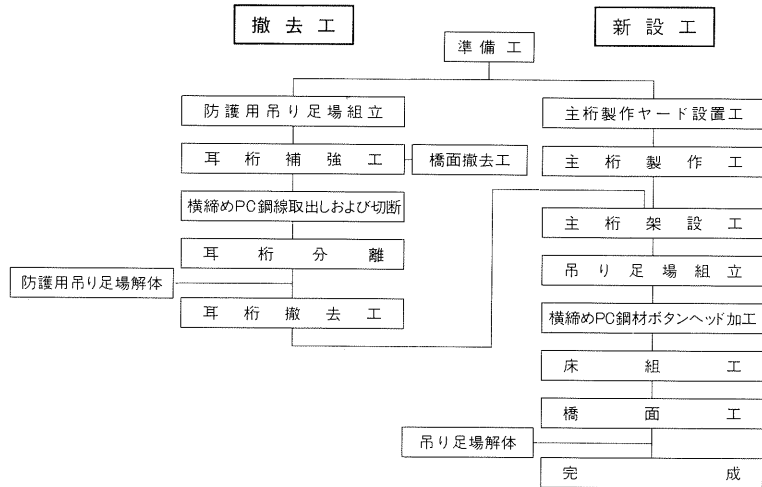


図－7.5 断面図

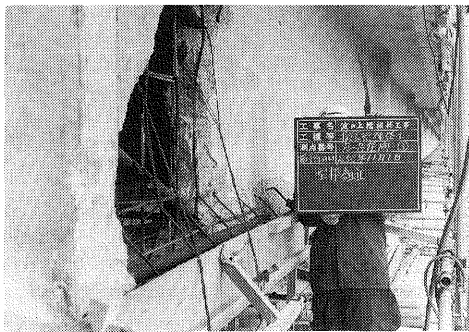
横締めPC鋼材の取り出しは、図一7.7、写真一7.5に示すようにダイヤモンドカッターで床版に溝を切りコンクリートをはつり、ケーブルを取り出す。PC鋼材は、定着具背面で切断する。

3) 耳桁の分離、撤去

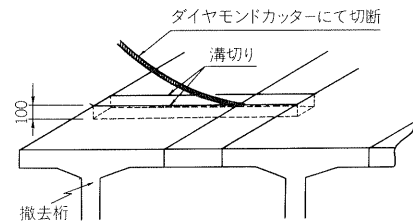
耳桁は、上床版部を無収縮モルタルで充てんした後(写真一7.6)横桁を解体し、橋体と分離した。耳桁の撤去は、橋脚上に据えつけられた150 Tクレーン2台の相吊りで撤去をした。



図一7.6 施工手順



写真一7.4 部分補修工



図一7.7 横締めケーブル取出し要領図

7.5 新設工

1) 新桁の製作

新桁の製作は、桁撤去と新桁架設を同時に行うため、これらの作業に支障がない位置で製作した。

2) 横締めケーブルのボタンヘッド加工

横締めケーブルのボタンヘッド加工は、素線に特殊継手を挿入後、1本毎に加工を行い加工誤差を測定した後、PC鋼棒を接続する(写真一7.7、7.8、7.9)。図一7.8に床版横締め組立図を示す。



写真一7.7 ボタンヘッド加工



写真一7.5 PC鋼材取り出し

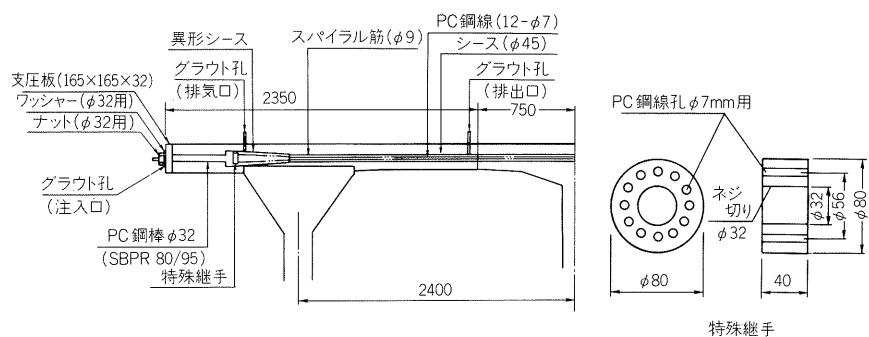


写真一7.6 無収縮モルタル打設完了

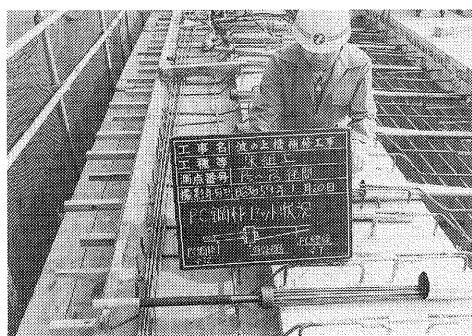
3) 床組工等

鉄筋、ケーブル配置完了後合成床版および

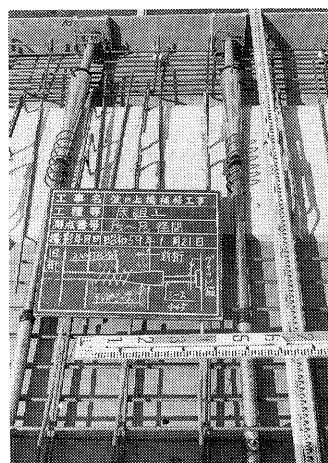
横桁のコンクリート打設、硬化後、横締めを緊張した。



図－7.8 床版横締め組立図



写真－7.8 P C 鋼材セット状況

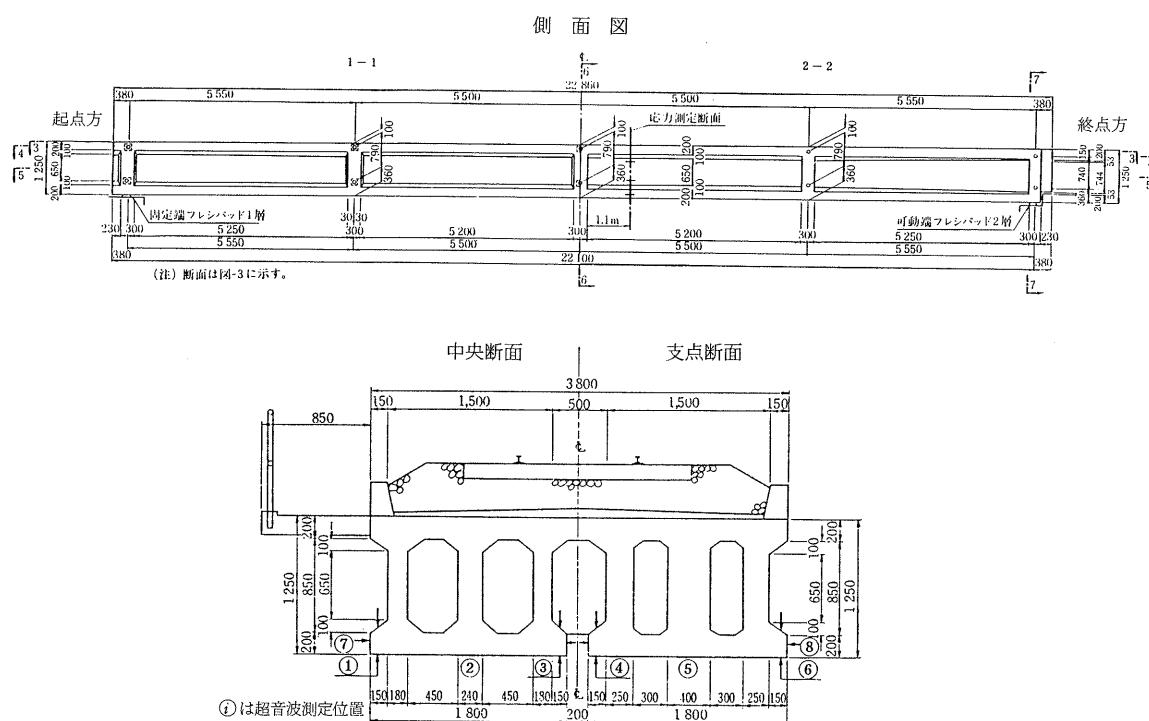


写真－7.9 床組工完了

8. 火災を受けたPC桁の補修

8.1 概要

このPC桁の損傷は、橋梁の近くにあった木造家屋からの出火によるもので、この家屋に近接して桁下に積まれていた木材の廃材その他の可燃物が家屋とともに炎上、焼失して桁に損傷を与えたものである。沿線火災により被害を受けた被災桁は、図－8.1に示すスパン22.1mのBOX形式のPC単純桁である。この被災桁の被害状況の調査、被災後における桁の健全度を確かめるために実施した検査、試験および補修方法について以下に述べる。



図－8.1 被災桁

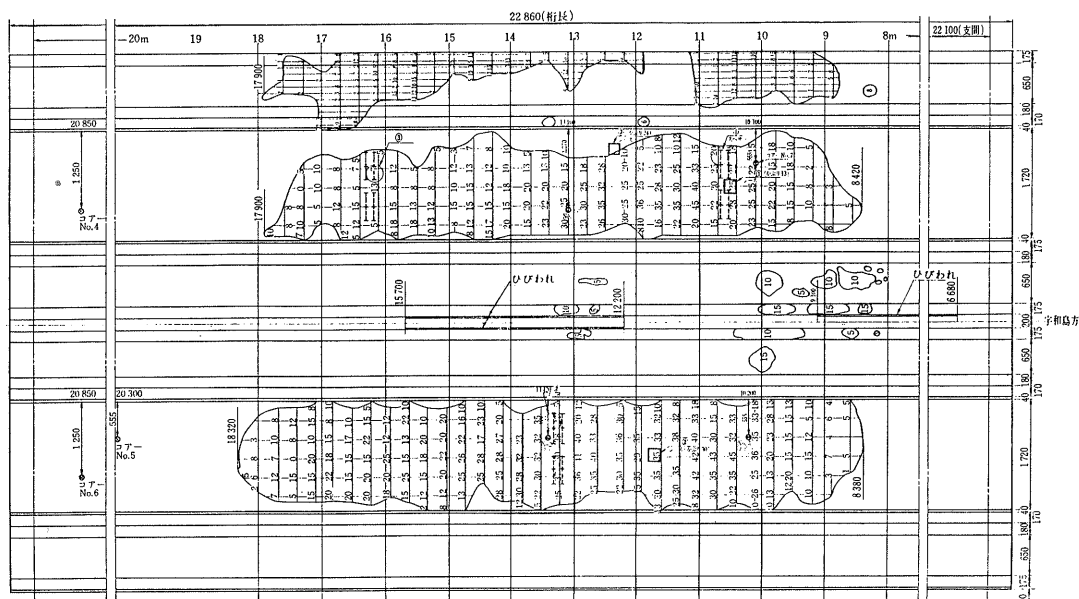
8.2 被害状況

被災桁は、主として左側下方から火災をうけ、BOX桁の下スラブ下面における表層のコンクリートが図－8.2、写真－8.1に示すように広範囲にわたり剥落し、横方向鉄筋、スターラップ等が露出した。剥落面のコンクリートは、その大部分が薄茶色に変色し、多数の粗骨材が見られたが、粗骨材とモルタルとの剥離は少なく、粗骨材のわれが目立った。

コンクリート下面の剥落面の状況は、図－8.2に示すとおりで、図中の数字は、剥落部の元のスラブ面からの深さを表わしたものである。



写真－8.1



図－8.2 コンクリート剥落図および試料採取位置図

8.3 桁の被害程度の検計

被災桁のコンクリートの強度試験，および中性化試験を行って劣化の程度を調査した。コンクリートの強度については，被災桁自体に対して非破壊試験を行う一方，桁の躯体からコンクリートのコアを採取して，直接破壊試験を行った。非破壊試験は，超音波測定法，およびシュミットハンマーを用いた。

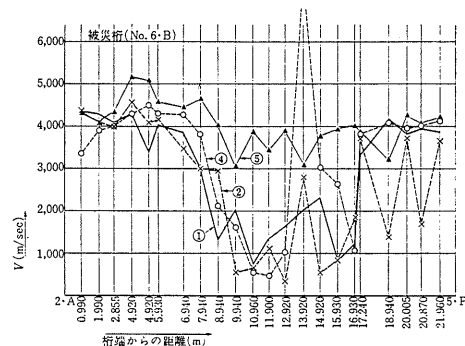
超音波測定，およびシュミットハンマーの測定位置は，図－8.1に示す①③④⑥および①～⑧の位置で行い，その結果を図－8.3，図－8.4および図－8.5に示す。

また，コア採取によるコンクリートの圧縮強度試験は，直接火熱を受けた部分から4個，火災中心から離れた部分から3個採取したが，試験の結果は火熱の影響による差は見られなかった。

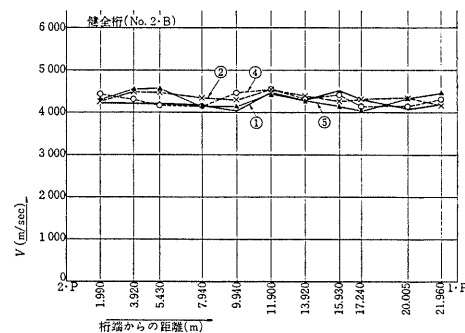
コンクリートの中性化試験は，試薬にフェノールフタレンその他から成る混合薬剤を使用し，被災桁で劣化の進んだ被災面では，強酸性から酸性を示したが，多くの部分ではアルカリ性の反応を示した。なお，表面から多少はいり込んだ位置では弱アルカリ性反応を示し，はっきりした中性化の傾向は見られなかった。

8.4 被災桁の補修

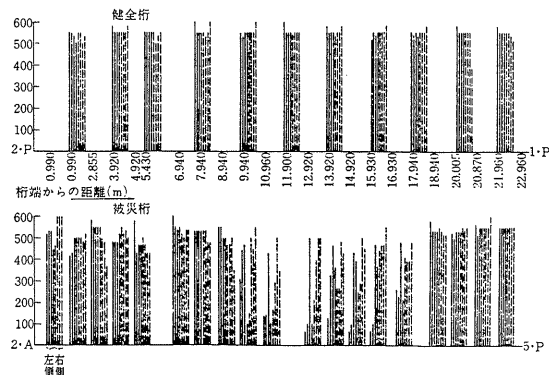
補修工法としては，損傷のある桁の下面に，つなぎ筋およびエポキシ樹脂接着材を用いて鋼板を取付け，耐荷力の補強を図るとともに，桁の他の被災部も，火災をうけた表層部分は十分に目荒しを施した上で樹脂ライナーを塗布し，耐久的な状態に仕上げる方法をとることとした(図－8.6)。



図－8.3 被災桁の超音波測定値



図－8.4 健全桁の超音波測定値



図－8.5 シュミットハンマーの測定値

(a) 下地処理および補強鋼板の取付け

被災火災部の劣化したコンクリートは、はつり機具を用いて一様に平滑になるようにはつりをかけ、特に下スラブ突出部のコンクリート劣化部分については、確実な強度の得られるところまではつり落して下地を仕上げる(写真-8.2)。接着下地のできた下スラブコンクリート面には、設計図に従ってアンカーボルト孔を穿孔し、板固定用ボルトをアンカーする。

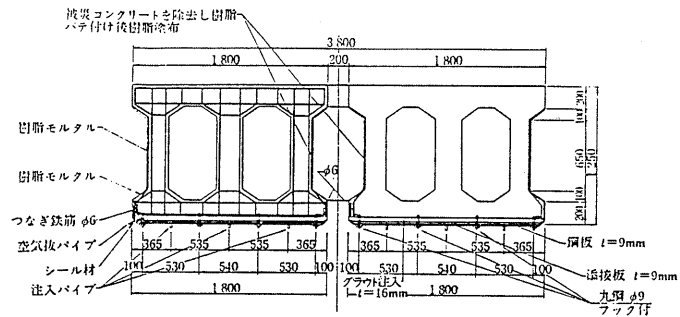


図-8.6 鋼板接合による被災桁の補修

補強鋼板は、工場において設計図に示す寸法に切断し、アンカーボルト孔および注入パイプ取付孔を穿孔した後、サンドブラスト処理を行い防錆塗装を施して仕上げたものである。鋼板の取付けは桁全体の形状を考えた上で、もとの下スラブ下面に鋼板下面を合わせるようにしてボルトで固定し、つぎに接合面にエポキシ樹脂を塗ったスプライス板をボルトで圧着固定する(写真-8.3)。鋼板取付け後、その周辺をエポキシ系シーリング材でふさぎ、同時に注入パイプ、空気抜きパイプを取付ける。下突縁の欠陥部はこの部分の鉄筋をはつり出し、これにつなぎ筋を取付け写真-8.4のように配筋した上で樹脂モルタルを打設して断面を復旧する。

(b) 注入工および樹脂塗布

注入準備のできた桁下面コンクリートと補強鋼板の間に液状のエポキシ系グラウト材を注入する。注入には足踏み式のポンプを用い、鋼板各部に設けた注入パイプより順次片押しに加圧注入を行い、隣接するパイプから注入材の流出するのを確かめながら作業を進める。注入をおえたパイプには密栓を施し、樹脂漏れのないようにする。外側ウェブ、桁間ウェブおよび火災中心から離れた位置における比較的軽度の損傷部分に対しては、パテ用エポキシ樹脂および樹脂塗料を用いる。エポキシ樹脂塗装の施工に当っては塗装面の素地をサンダー、ワイヤーブラシなどを用いて目荒しをし、よく清掃した上で塗布を施す(写真-8.5、8.6)。

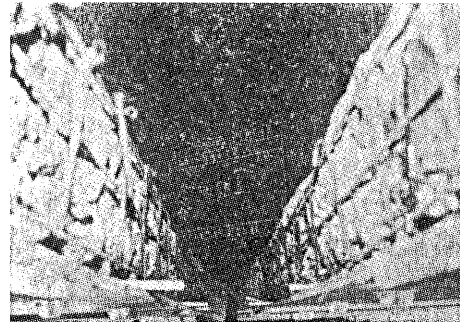


写真-8.2

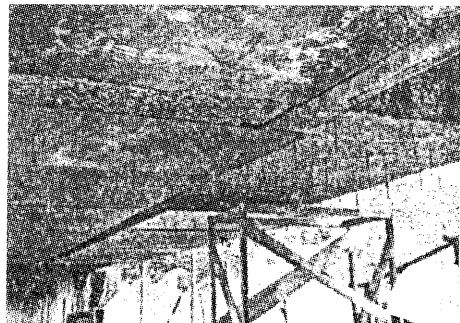


写真-8.3

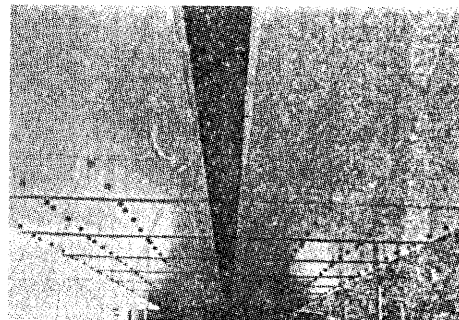


写真-8.4



写真-8.6



写真-8.5

9. 既設 PC 橋の美装化

9.1 概要

首都高速 3 号渋谷線の渋谷駅周辺は、JR 山手線、地下鉄銀座線、半蔵門線及び東急東横線、新玉川線が通り、バスでは都営バスと東急バスのターミナル駅で新宿に次ぐ繁華街となっている。

当地区の地形は、渋谷駅付近が低地で都心側及び郊外側は高台となっており、このため当区間は両側が土工部へ取り付く高架橋でとくに長支間の PC 橋が駅前広場にマッチした景観を呈している(図-9.1)、(図-9.2)、(写真-9.1)参照。

しかしながら、PC 高架橋の真下には、国道 246 号線と都道環状 5 号線を跨ぐ横断歩道橋が縦横に架かり、ここを利用する歩行者に対し頭上に架かる汚れた巨大な PC 橋は圧迫感を与えている結果にもなっている(写真-9.2)参照。

これらの状況を踏まえて本 PC 橋の美しさをさらに引き出し、周辺環境との調和を図るべく美装化を行うこととした。

全長約 670 m の美装化工事区間のうち、PC 橋は三径間連続の 2 橋と都心側の二径間連続の 1 橋であり、全延長は約

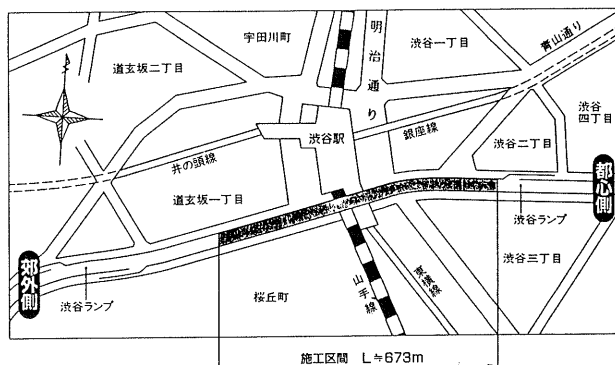


図-9.1 高速 3 号渋谷線 渋谷駅付近

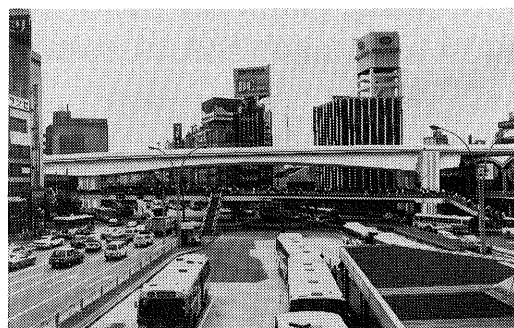


写真-9.1 駅前広場から見た PC 橋

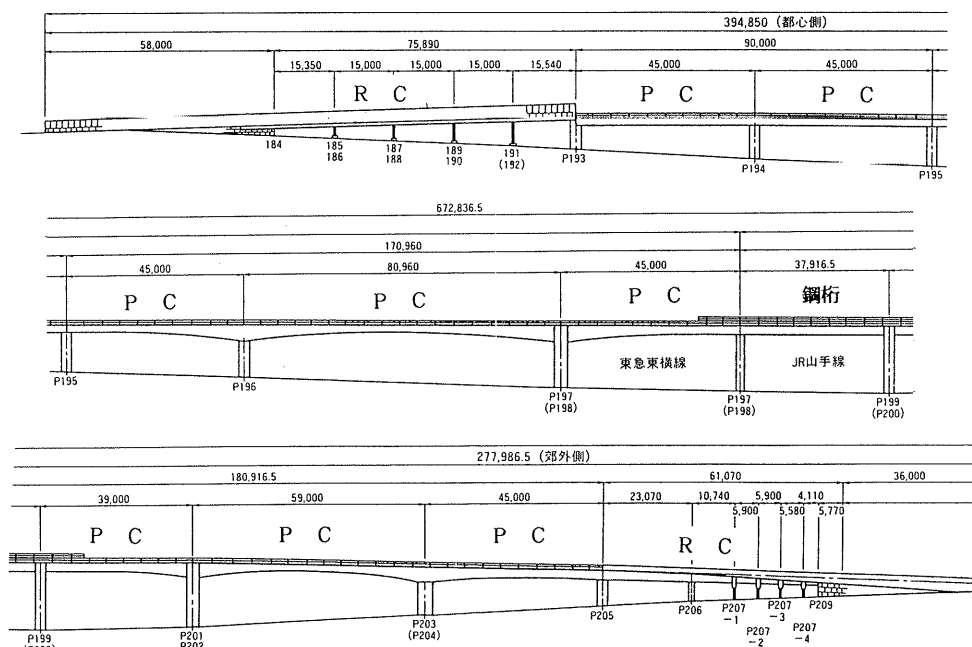


図-9.2 美装化区間

400 mである。RC橋は都心側の土工部に取りつくホロー
スラブ構造(延長約75 m)と郊外側の土工部に取りつくボ
ックス構造(延長約60 m)である。また、本高速道路は国
道246号線上の高架道路であり、都道環状5号線(明治通
り)、JR山手線及び東横線の高架鉄道とも交差している。
なお、昭和30年代後半の建設当時は路面電車も交差してい
た。このため、下からの仮設支保工を構築することができ
ず、三径間連続PC橋の2橋はディビダーク工法により
建設された。都心側の三径間連続PC橋の構造の概略を
(図-9.3)及び(表-9.1)に示す。

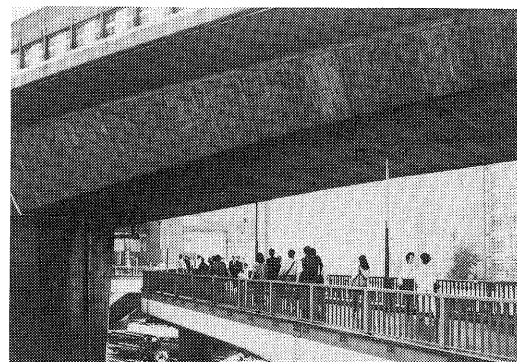


写真-9.2 PC橋と歩道橋

9.2 変状及び損傷

当区間の高架橋は、完成後すでに四半世紀が経過してお
り、そのため自動車の排出ガス等によるコンクリート表面
の汚れが目立ち、美観をそこなうようになってきている。
また、桁下面及び側面のコンクリートに乾燥収縮によるヘ
アクラックが発生しており、降雨が直接かかる高欄部は
大分コンクリートの中酸化現象が生じている。現況を(写
真-9.3)、(写真-9.4)に示す。

表-9.1 主径間の構造

名 称	構 造
橋 長	170.960 (45.000+80.960+45.000)
幅 員	16.000 m 往復 4車線
舗 装	アスファルト舗装 8.0 cm
橋 梁	3径間連続PC橋梁(ディビダーク工法)
橋 脚	RC構造 (P196 1本脚 P197 2本脚)
基 礎	カルウエルド杭 杭径1.0m P196 L=12.7m 36本 P197 L=6.0m 40本

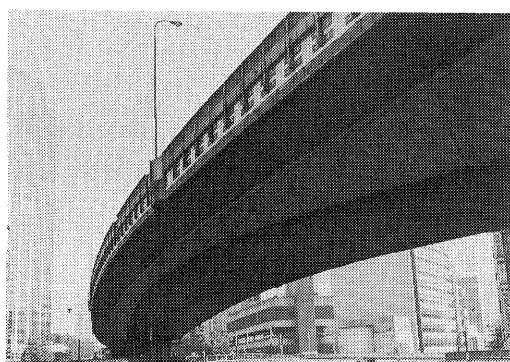


写真-9.3 都心側北面(現況)



写真-9.4 都心側南面(現況)

表-197

表-198

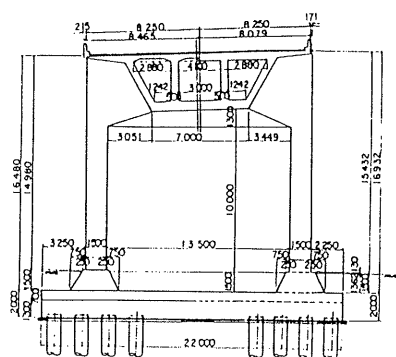


表-196

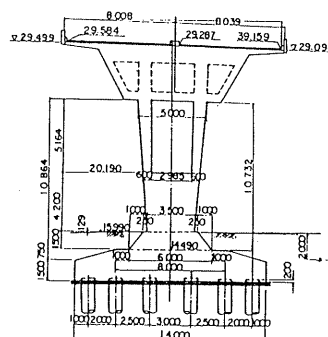


図-9.3 主径間の断面図

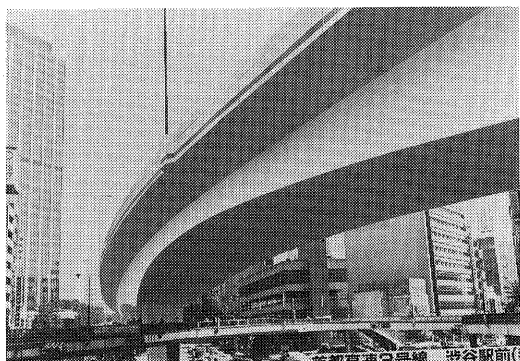
9.3 美装化の計画と施工

美装化の基本計画は、経年で汚れた橋桁及び橋脚を塗装により明色化すること、高欄に設置した防音壁及び排水管のカバーリングを行うことである。

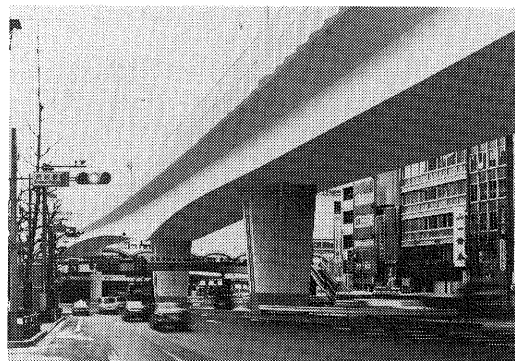
駅前の広場から眺望される高速道路の北側面高欄部は、変断面PC橋のスレンダーな構造美を強調するためブルーラインの入ったミラーステンレス鋼板で(写真－9.5)参照、また、反対側の南側面高欄部には周辺ビルとの調和を考え、清潔感や落ち着きが感じられるベージュ系の明るい色調の屏風形状のラミネート鋼板でカバーリングを行うこととした(写真－9.6)参照。

桁側面及び桁下面には、明るいグレー系の色調をコンクリート面に塗布して重量感、圧迫感の軽減を図り、橋脚については、タイル的な質感のある素材を用いて存在感を高め、背景のビル群と調和するようにした(写真－9.7)参照。さらに「カラーリング」や「カバーリング」の施工を行う前に桁側面及び下面のヘアークラックにエポキシ樹脂注入やコンクリート表面の多少の修復を行い、また、高欄外側面にガラスクロスのエポキシ樹脂系含浸接着材で貼布することとした(図－9.4)参照。

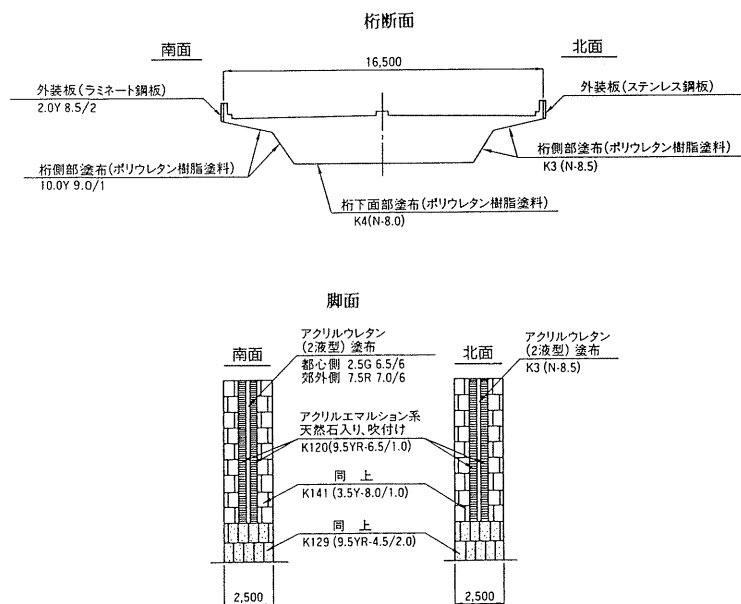
なお、施工は幅の広いコンクリート箱桁で足場の設置が困難であること、高速道路下の街路が重交通であることなどからプレハブ式移動吊足場を桁下に設置して行うこととした。移動吊足場は外装板を取り付ける支柱より吊り下げたレールを介して桁下を移動するようになっている(図－9.5)参照。移動吊足場で施工出来ない箇所については、



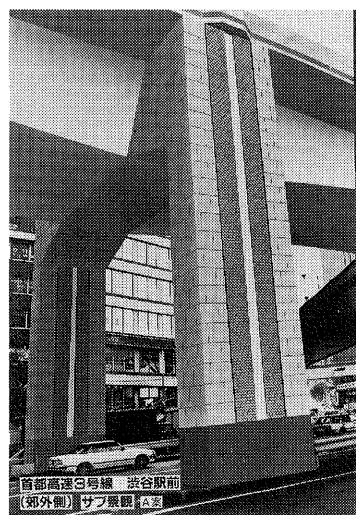
写真－9.5 都心側北面 (フォトモンタージュ)



写真－9.6 都心側南面 (フォトモンタージュ)



図－9.4 桁及び脚の美装

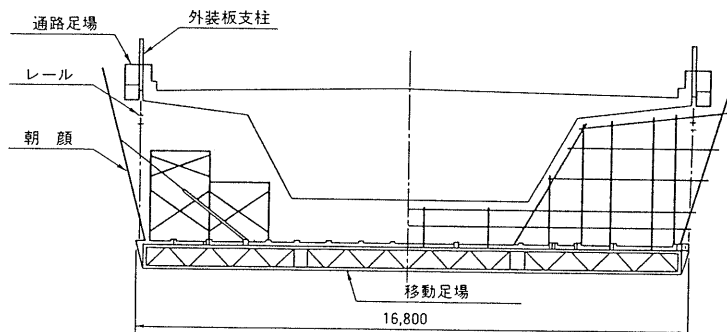


写真－9.7 タイル調に塗装された橋脚 (フォトモンタージュ)

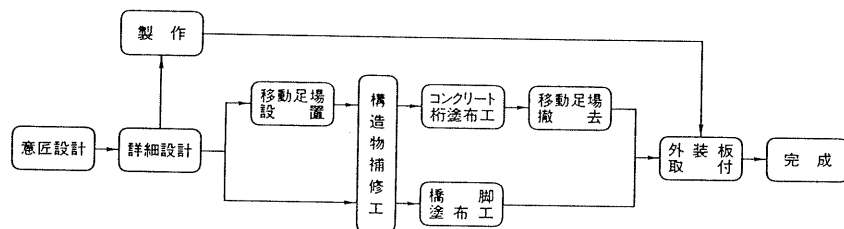
街路上に高所作業車を配置し施工した。

美装化の設計から完成までのフローを（図－ 9. 6 ）に示す。

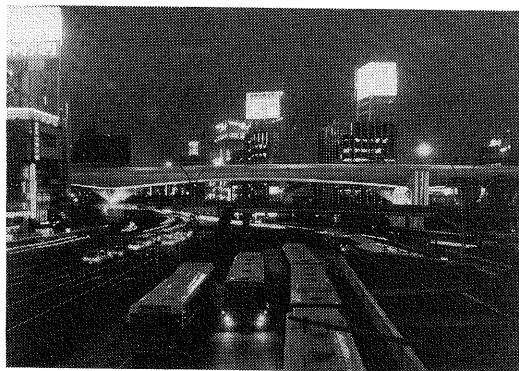
なお，新装になったPC橋の景観を夜間も楽しんでいただくために，桁下面より「メタルハライドランプ」によるライトアップも計画されており，終日にぎあう渋谷の街の新しい名所となることを期待している（写真－ 9. 8 ）参照。



図－ 9. 5 移動吊り足場



図－ 9. 6 美装化作業フロー



写真－ 9. 8 PC橋のライトアップ（フォトモンタージュ）

近頃話題のPC構造物（各開催地域）

目 次

東京：東京の橋と景観	79
東京都建設局道路建設部道路橋梁課 平原 勲	
仙台：青森大橋(PC斜張橋)の設計・施工	86
J R東日本東北工事事務所 石橋 忠良	
名古屋：東名阪高架橋	93
日本道路公団名古屋建設局建設部 構造技術課課長 村里 止彦	
大阪：堺泉北有料道路事業の概要	101
大阪府道路公社建設部 建設第二課長 中田 智	
広島：押出し工法および大型移動支保工を用いたPC橋の施工	107
—山陽自動車道切山橋—	
日本道路公団広島建設局 構造技術課長 小畑 陽康	
日本道路公団広島建設局徳山工事事務所 構造工事長 山本 昭造	
福岡：近頃話題のPC構造物	114
九州工業大学教授・工学部設計生産工学科建設工学教室 渡辺 明	
高松：近頃話題のPC構造物	127
徳島大学工業短期大学部 教授 水口 裕之	
北海道：（仮称）新十勝大橋の設計と施工	139
北海道開発局帯広開発建設部帯広道路事務所 工事課長 佐藤 昌志	

東京の橋と景観

東京都建設局道路建設部道路橋梁課 平原 勲

1. はじめに

大消費都市一江戸は、河川と堀川によって支えられていたとさえ言われる。江戸への物資の輸送の大半は舟運で行われ、このため、これらの川の沿岸には陸揚げの河岸が多くでき、江戸湊を構成していた。

江戸湊は江戸市街への物資輸送の動脈としての役割を果し、重要な都市施設の一つとなっていたのである。河岸の近くに橋が架けられ、橋詰や河岸では多様な都市活動が展開し、江戸は大いに賑わったという。

江戸から東京になると、外国の技術導入が激しく、東京は近代都市へと変貌をとげ、交通は水運から陸上へと変化してくる。鉄道が発達し、町の中には広い街路が築造され、鉄やコンクリートを使用した橋が出現してきた。

東京の街が近代都市へと進むにつれ、橋は道標として親しまれ、また地域のシンボルとなって、都市景観の主要な構成要素となっていった。

戦後、車社会の急激な発展に伴い、橋は自動車交通のための通路として、機能性が重視されるようになり、むしろ橋の存在を意識させないという考えが優先されることさえあった。

わが国の生活水準の向上にともなって「量から質」、高度経済成長から低成長の「成長から安定」の時代を迎えた今日、人びとは、都市施設に対して機能性ばかりでなく快適性を求めるようになってきた。

橋には、親しみ、やすらぎ、うるおいを求め、かつてのように都市の点景を創り出す役割りが望まれている。

そこで、東京の橋について、主に景観の観点から調査を行い、1. 東京の橋と都市文化、2. 橋のデザイン・サーベイ、3. 新しい橋のあり方をめざして、の3章から構成されている調査研究報告書を取りまとめた。

調査研究は(財)日本文化会議に委託し、東京農業大学 鈴木忠義教授に委員長をお願いし、委員は各界の第一線で活躍されている方々になっていただいた。

以下に「東京の橋と景観」についての概要を紹介する。

2. 東京の橋と都市文化

橋は都市生活や都市文化にとって古くから重要な役割りを果してきた。戦後、橋は機能的側面を重視したことから、人が集まり、憩うという橋が本来有していたヒューマンな形での有機的機能を失っていったような感じがする。ここでは、過去の資料から橋と市民との密接なかかわりに見られる豊かな場所性の創出などに着目して調査研究を行った。対象とする範囲は、都内全域とするが特に、都市河川では隅田川、日本橋川、神田川を、自然河川では多摩川を中心とした。また時期については、江戸期から現在までの約400年間とし、文献や資料等を調べ、河川、地域構造、都市文化、都市景観などの様々なジャンルと橋との関係を歴史的な視点から究明した。そして江戸―東京の都市空間における橋の重要性をビジュアルな形で取りまとめた。

まず、東京の河川の現況把握に努め、多摩川、隅田川などの現地踏査を行った。東京には3つの水系(利根川水系、荒川水系、多摩川水系)に含まれる河川と、武蔵野台地から湧き出る水が直接東京湾へ注ぐ中小河川がある。利根川水系としては江戸川、新中川。荒川水系では隅田川、荒川が主な河川である。多摩川水系は、上流域で日原川、秋川などが本流と合流し、東京湾へ注いでいる。写真-1は現在の隅田川を上空から撮影したものである。

さらに、都市河川の成立とその変遷について調査を行うとともに橋の変遷も調べた。それによると自然河川と都市河川に架かる橋は、それぞれ少し異った面が見られる。その違いを図-1に示す。江戸の初期のころ、隅田川には城

の防衛上、両国橋など4大橋しか架けられていなかったため、渡し舟の比重が高かった。一方、市中には多くの木橋が架かり、舟運のために桁下空間を大きくとった太鼓橋であった。図-2に示す浮世絵に見ることができる。

近代になり、市電をはじめとする陸上交通の発展によって、路面がフラットな橋に架け替えられていく。橋梁に使用する材料は、木、石、鉄、レンガ、コンクリート、鋼へと変り、それに伴って橋の形式、意匠は多様化してくる。

次に、橋と都市文化について考察した。江戸中期以降市街地が江東方面への拡大発展することで、隅田川は都市の中心にとり込まれ、重要な動脈となっていた。東京市区改正期以降、隅田川河口付近には、近代的倉庫群が登場し、急速な近代的な流通拠点としての性格を帯びた。

文化、遊興面では、浜町に料亭が建ち、中洲には真砂座を中心とした劇場街が形成されるなど、水辺に江戸情緒を受け継ぐ遊興空間も、新たに展開した。

関東大震災の復興事業によって、隅田川に清洲橋、永代橋などの近代橋梁が架かり、浜町公園、隅田公園などの都市公園が造られ、近代建築とともに、隅田川沿岸はモダンな都市景観を水辺に映し出した。

東京の文化の中心的位置を占めていた隅田川流域は、戦後から高度経済成長期にかけて、産業構造の変化や車社会への変化から、活力を失っていった。しかし最近、水上バスが人気を呼び、花火やレガッタが復活するなど隅田川の水辺は再び注目されるようになってきた。

江戸期、明治期の双六に多くの橋が登場している。＜ふりだし・あがり＞に日本橋、両国橋が、また名所を結ぶ双六に橋が描かれていたことは、橋が日常生活に溶け込み、人びとから親しまれていたと考えられる。



写真-1 上空から見た現在の隅田川

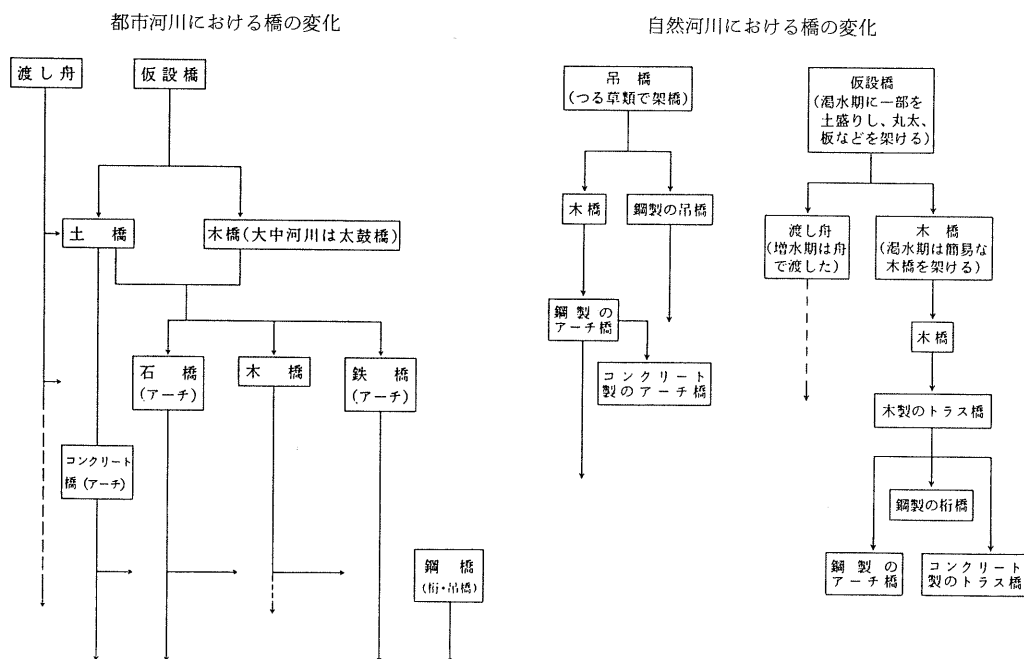


図-1 橋の変化

さらに、都市空間における「橋のたもと」と「辻」に関する考察を行い、市民の行事と橋のかかわり方を調査した。江戸期には各辻に木戸が置かれて、「辻」が交通の要所となることはなかったが、明治以降の近代期に大きく変わり、「辻」は角地の要所となって、注目を引く建築物が建てられていった。

戦後の交通渋滞は「辻」に自動車が集まる場所となり、交差点に歩道橋が出来たり、立体交差橋が架けられている。

「橋のたもと」は、水路と道路が交差する場所で、多様な都市機能が集中する重要な場となっていた。

ここで、橋と都市の交通・流通について、水運時代の江戸から現在までの変遷と、その時代時代の橋の役割りを分析した。江戸時代の橋は舟運にあわせて、木造の太鼓橋が架けられ、橋詰は活気に満ちていた。明治、大正、昭和と時代が変わると、交通は、水運から陸上へ移り、橋は水陸両面から意識されて、優れたデザインが都市空間に誇っていた。

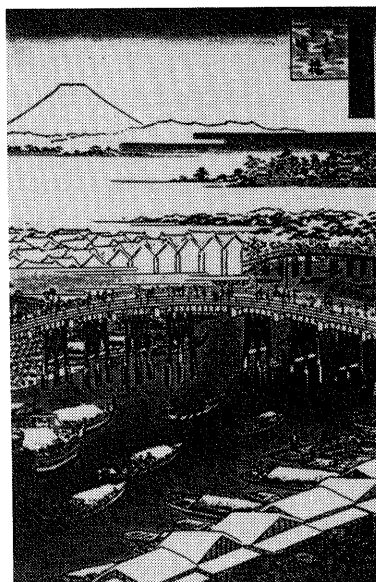


図-2 浮世絵に見る太鼓橋

3. 橋のデザイン・サーベイ

従来、技術史より論じられていた近代日本の橋梁を、東京に架けられた橋を中心に、タイプやデザイン、およびそれを支える法律・制度や組織面に注目しながら、橋のデザイン・サーベイを行う。また現代の国内の諸都市や諸外国の橋のデザインを調査することによって、これからの橋の設計思想の確立に有益な知見を提供することとなる。

東京都内に架設された明治以降の主要な橋を検討するにあたって、時期区分を次の6つとした。

- ①文明開化期（明治1年～22年）
- ②市区改正期（明治22年～大正12年）
- ③帝都復興期（大正12年～昭和5年）
- ④昭和戦前期（昭和5年～昭和20年）
- ⑤戦災復興期（昭和20年～昭和30年）
- ⑥高度成長期（昭和30年～昭和48年）

なお、戦災復興期を昭和30年までとしたのは区分上のことで正確な検討は行っていない。表-1は時期区分に対応した特徴と主な橋梁を示している。

例えば、帝都復興期の橋梁の特徴をみると、新しい技

表-1 東京の橋の時期区分

時期区分	特徴	橋梁例
I 文明開化期 (M*1～22年)	九州の石工と輸入橋梁	山里の吊橋 新橋 弾正橋 出雲橋 常盤橋
	日本人技術者による洋風橋梁の架設	高橋 浅草橋 二重橋 吾妻橋
II 市区改正期 (M22～T12年)	地域環境との調和に配慮	浅草橋 新朝日橋 高橋
	“装飾橋梁”が普及	江戸橋 京橋 日本橋 新大橋 弾正橋** 四谷見附橋
III “帝都”復興期 (T*12～S5年)	アーバン・デザインを考慮した橋梁配置計画と橋の規格化による大量架設	425橋
IV 昭和戦前期 (S*5～20年)	震災復興橋梁の影響下 “帝都の門”の架設	主要な22橋 大師橋 丸子橋 勝鬨橋 白鬚橋
V 戦災復興期 (S20～30年)	橋の架設が精一杯	
VI 高度成長期 (S30～48年)	橋梁タイプと橋のデザインの画一化	

* Mは明治、Tは大正、Sは昭和の略。

** 明治11年に架設された弾正橋の上流に架設された新橋。これにより旧弾正橋を「元弾正橋」と名称変更した。

術が導入されている。大型なニューマチックケーソンやラーメン式橋台等、耐震構造の下部工を築造した。

隅田川には、国の威信をかけた橋梁を架け、川の景観に色取を添えることとなった。

当時の新聞記事の見出しに「水の都、橋の都に一隅田川に十二橋」（国民新聞）、「新帝都の美観はまづ橋から」（東京日日新聞）等が見られた。

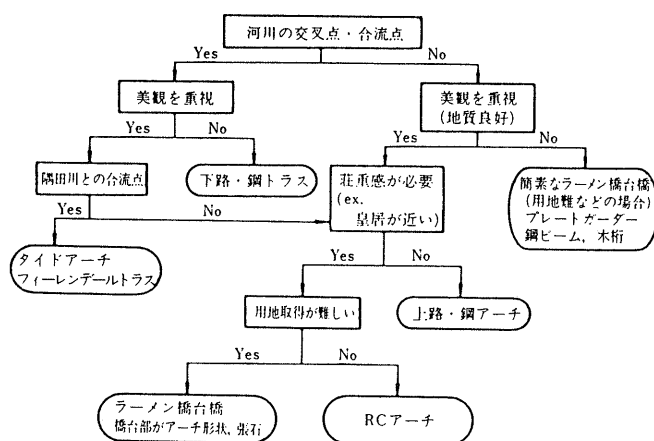
また、この時期の橋梁の形式を都市や地域との脈絡で重ねあわせると、橋のタイプの選定フロー図が描くことができた。（図－3 参照）

このように、設計思想、新聞記事、法制度などから各時代に架けられた橋について分析を試みている。

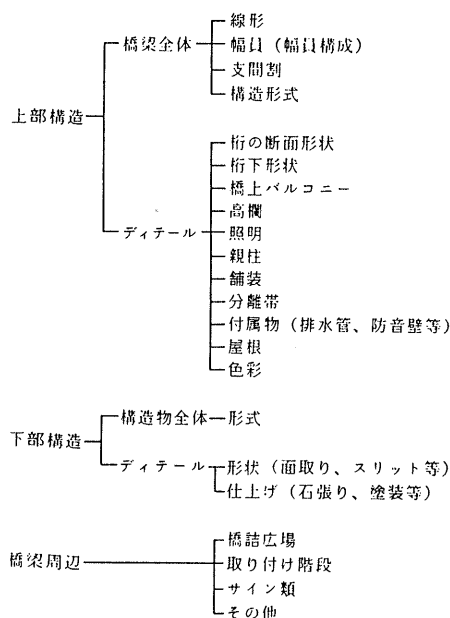
次に、国内の概ね10年間の橋梁景観整備事例を収集、分析し、デザインエレメントという形で整理した。ここではデザインエレメントを「橋梁単体からみたもの」と「都市全体からみたもの」に分類している。前項は一橋梁の構造自身（上部、下部構造など）を対象にしているのに対し、後項では、橋と都市を構成する他の要素（道路、建築物の類から橋同士の関係、新旧橋梁の関係を含む）の関係のデザインを対象にしている。それぞれのデザインエレメントを分類整理したものを図－4、図－5に示す。

また、隅田川、旧淀川（土佐堀川を含む）、そしてセーヌ川の橋のデザイン比較を行い、橋のタイプやデザイン、河川や橋空間の利用のされ方など、個々の都市での特徴を分析してみた。

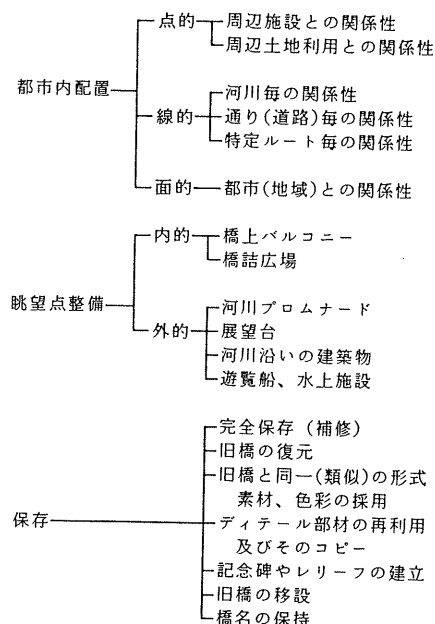
3つの河川の長さを比較してみると、隅田川11.7 km、旧淀川12.5 km（一本の河川と仮定）、セーヌ12.6 km（同）とほぼ同じ長さである。河川の長さ1 km当りの橋の数（橋梁密度）を比較すると、隅田川1.4橋/km、旧淀川1.9橋/km、セーヌ川2.3橋/km（道路橋、人道橋のみ）で、セーヌ川が一番密に橋が架っていることがわかる。また、橋の形式と使用材料をみると、石造りのアーチ橋がセーヌ川に19桥架っているが、



図－3 橋梁形式の選定フロー



図－4 橋梁単体からみたデザインエレメント



図－5 都市全体からみたデザインエレメント

隅田川と旧淀川にはない。旧淀川は桁橋が多い（47橋中34橋）。通路の位置では、セーヌ川、旧淀川は上路形式が大半を占め、都市の展望を大切にしているようだ。これに対し隅田川では橋自体が都市景観のシンボルになるように下路式の橋が多く架けられている。（以上図-6参照）

さらに、橋の寿命とメンテナンスについて考察を行った。橋の耐用年数は、一般に50～60年とされており、耐荷力、健全度、振動性状等の「強度」に関わる要件と、道路、河川、都市計画との関連や交通容量等の「機能」に関する要件により支配される。

橋梁の維持管理は、財産管理、施設の運用及び交通管理、施設の保全等が主な業務となる。一般に図-7のような流れで維持管理を行う。維持管理のしやすさを考慮した橋梁設計を行うために、構造詳部の注意すべき点を検証した。

最後に、架け替え橋梁とデザインに関する検討を行っている。架け替えの動機、原因と制約条件の整理を行い架け替えの態様とその方法、さらにデザインのあり方に考察を加えた。

これらのうち、新橋のデザインの手法として、

- ① 全く新しい形式で新橋をデザインする。
- ② 新たな材料を用いながら旧橋のデザインを復元する。
- ③ 旧橋の本体もしくは付属物の一部を新橋に再利用する。
- ④ 旧橋の面影を伝えるような造形を本体もしくは付属物に施してイメージ保存をする。

このうち、橋の歴史性を景観的に伝える方法は②、③、④である。歴史感覚を継承するには、まず少なくとも名称を保存すること、並びに架橋位置を極力同一にすることが望ましい。

三都市の河川長 (単位km)		
河川名	a 河川長	b 一本の河川にしたときの河川長
隅田川	11.7	11.7
旧淀川	16.0	12.5*
セーヌ川	14.9	12.6*

* 中の島がなく、一本の河川と仮定したときの河川長

河川(都市)別の橋梁密度 — 道路橋・歩行者専用橋のみ

河川名	橋の数	河川長 (km)	橋梁密度 (橋/km)	備 考
隅田川	16	11.7	1.4	高速道路橋 3 鉄道橋 4
旧淀川	31	16.0	1.9	" 13 " 2 自動車専用橋 1
セーヌ川	35	14.9	2.3	" 2 " 6

図-6 三都市の河川と橋梁

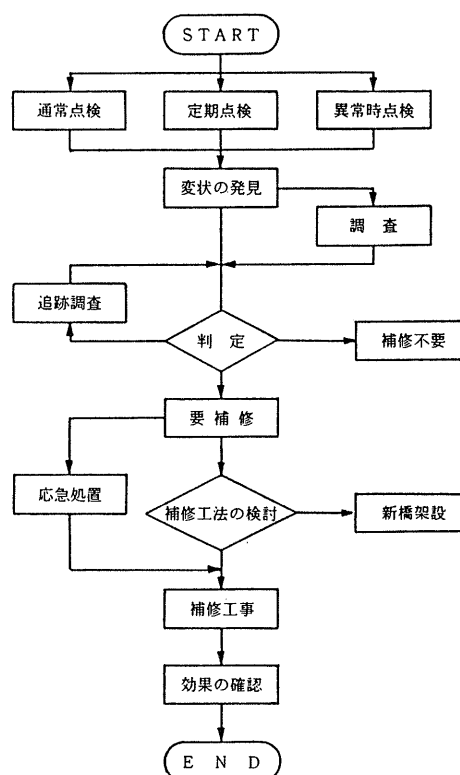


図-7 維持管理業務の流れ

4. 新しい橋のあり方をめざして

これからの橋の設計について、最も望まれるのは、都市空間と都市社会という広い視野から橋の意義を考えることであり、その考えを実行し、都市文化の前進に貢献する総合マネジメント能力である。

古今東西のさまざまな名橋に学んだ成果を踏まえ、これからの橋の設計を支える三つの基本的視点—都市空間、コミュニティ、マネジメント—に立って、設計と管理の思想を六本の柱にまとめている。

(1) 都市空間への適合

市民と橋との出会いを考えてみる。それは、駅から商店街を出、はずれた川べりの橋であり、あるいは家を出て公園ぞいのにびる散歩道のはての、学校の門へ人をみちびく橋である。人びとは、このような都市の筋書きを知らずし

らずのうちに了解することによって初めて「橋を渡る」ことができる。孤立した橋を見るわけではない。橋のデザインはつねに辺りの都市のあり方のなかで発想してほしい。

具体的には、都市空間との一体設計の試みとして、都市軸との関係、緑地システムの一環として、街並みとの調和等についてのデザイン方法を述べている。また、都市の眺望点としての橋、橋を見る視点場、水系と橋梁デザインの配慮の仕方を提案した。

(2) 歴史感覚の尊重

社会の歴史、人びとの人生の歴史はバラバラな出来事の集積ではない。都市という舞台秩序のうちではじめて出来事は歴史となる。都市風景のかなめである橋は、それ自身が生成流転の歴史を演出する。

橋の古典は大事にしたい。たとえ時代とともに橋は変わるにしても、歴史ある橋への愛情は、新しい橋の発想を豊かにするに相違ない。

経済の成長とともに、あらゆる財貨が使い捨ての傾向を示している。しかし、公共土木施設は耐久消費財ではない。安ければよい、早く出来ればよい、という考えで作られるべきではない。質の高いものを作って長く使う。使いこむほど味が深く、愛着をさそう橋を作るべきである。古くから親しまれた橋の改築は、この意味で慎重に取り扱いたい。

そこで、橋を架けるにあたって地域の歴史性の重視。架け替えの様態と方法、そして、「連合博物館」、「橋の博物館公園」、「橋の町」構想等を提案して、歴史感覚の尊重を求めている。

(3) コミュニティとの融和

美しい橋を造って、永く人びとに愛されるためには、さまざまなかたちで市民の参加を受け入れる工夫をしたい。それは、必ずしもデザインへの参加だけではない。多様な使い方や管理の仕方のなかにも、市民参加の可能性はある。市民が「わたしたちの橋」の意識を持てるような行政の工夫が欲しい。

橋は出会いの場であり、地域における道標ともなっていた。橋は人びとの日常生活のヒダに深みをくわえてきた。市民生活の奥行きの中に橋を置いて考えていくことが望まれる。

そこで、住民とのコミュニケーションをはかりながら橋造りを進める。イベントとからめて、橋の清掃など、維持管理に参加してもらう。市民啓蒙のため橋グッズの製作やパンフレット、小冊子の発行。祭や行事への配慮。レジャー空間などの広場性の確保。生活に密着した小橋梁の重視。名称の募集など、具体的提案となっている。

(4) 都市防災との協調

橋は交通システムのかなめであるゆえに、また都市防災上の弱点にもなりやすい。したがって、橋の設計はその強度のみならず、緊急時の広場的な性格も考えて、十分な安全性を確保する必要がある。

緊急時の安全を保証するための「安全設計」を行い、これを橋の造型、広場性などの要求と重ね合わせる工夫が望まれる。

災害時に人や車が集中しやすい橋では、橋上での混雑が発生し人命が失われることが予想される。

したがって、歩道幅員を広めに確保し橋詰広場を有効に利用する。橋をかなめとした避難用のルートマップの作成や防災オリエンテーリングの開催等を行う。

(5) 批評原理の導入

多くの人びとに橋は親しまれるがゆえに、さまざまな意見が出され、批判も受ける。橋をめぐるさまざまな批判の賑わいは、良い橋を作るための好ましいエネルギーである。それを組織的に汲み取る工夫をすることが望ましい。

橋のコンセプトデザインを競い合い、コンクール制度を設け、建設的な批評を受け入れるための仕組みを提案したい。

例えば、橋梁の重点チェックシステムを導入することにより、醜い橋梁としない。各種顕賞制度やデザインコンペあるいはデザイナー指名制度の採用等が考えられる。

(6) 総合戦略型マネジメント

複数行政の協調、設計体制、発注方式、管理体制、財政ならびに住民発意の誘導、広報など多様な複合戦略を工夫したい。こうして、都市文化の活性化と都市空間を秩序づけるかなめとして橋を活用するとよい。

街には多様な橋が架けられている。意匠と技術と素材の複合体が橋であり、都市のかなめとして社会性を持つ。その特性を十分に踏まえた上での架設、架け替えが必要であり、その課題に応えるための体制づくりが重要である。

そのため、コンセプト企画の重視、責任プロデューサー制の導入によって総合設計体制づくりを進める。さらに、デザインのための費用を考える。ディテールを重視したデザインとその管理方法を具体化する。

5. おわりに

この報告書は、東京の橋について、主に橋と生活という視点に主眼を置いて調査を進め、これからの橋造りのあり方を研究したものである。

現在、東京都において、「人間性の尊重」、「地域からの発想」を基本理念としてマイタウン東京造りを推進しており、各分野の施設の充実、強化により一層努力しているところである。

プレストレストコンクリート技術協会が開催する講習会の話題として、ローカルな「東京の橋」が相応しくないかも知れない。しかし橋を造る素材が、コンクリートであれ、スチールであれ、橋を利用する人びとに親しまれ愛されることが美しい橋の条件と言える。

今後、使用材料の特性を活かしたディテールの検討を行わなければならない。

さらに、「新しい橋のあり方をめざして」設計と管理の思想の六つの柱を具体化していくことが、われわれの大きな課題と考えている。

青森大橋(PC斜張橋)の設計・施工

J R 東日本東北工事事務所 石 橋 忠 良

1. はじめに

青森市の臨港地区は、海岸線に沿って細長く形成され、J R 青森駅で東西に分かれている。現在これら東西の港湾施設間の流通は、国道7号線のみ利用となっており、交通量の増加と伴ない幹線臨港道路が必要となってきた。その結果青森県の港湾改修事業の一環として、臨海道路2号線の建設を行うこととなった(図-1)。その事業概要を以下に示す。

整備事業名……………改修事業
道路名称……………臨港道路2号線
道路延長……………1,993 m
道路規格……………4種一級
計画交通量……………約15,000台/日
幅員、車線数……………3.25 m × 4車線
設計荷重……………TL-20

J R 青森駅構内を跨ぐ部分には図-2のような3径間連続PC斜張橋が採用された。J R 車日本では青森県よりPC斜張橋部分の設計・施工を委託されている。

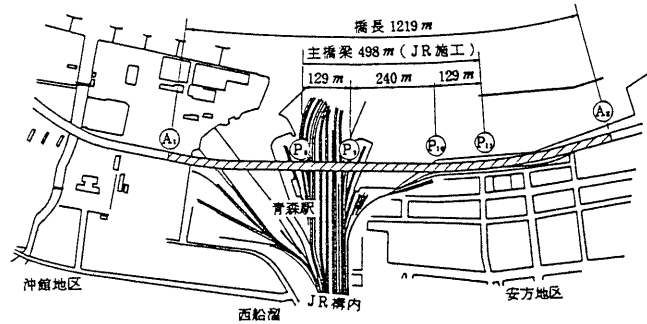


図-1 青森大橋位置図

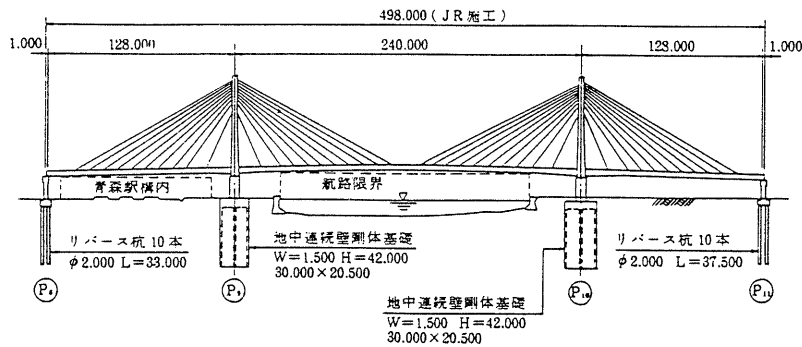


図-2 青森大橋全体図

このPC斜張橋部分の設計、施工について紹介する。

2. 下部工の設計・施工

PC斜張橋のほぼ全重量をささえる主橋脚P9、P10の基礎には地中連続剛体基礎を採用した。その規模は、壁厚1.5m、平面寸法30.0m × 20.5m、深さ42.0mで、大きさ及び6室形状は我国初めての施工である(図-3)。

また、軟弱地盤の為(図-4)、地震時に基礎に生じる断面力が大きく、水平鉄筋の断手部は従来の重ね継手方式で

は耐力不足の為、外周の壁にはパイプ継手という新しい継手方式(図-5)を開発し採用した。

地中連続壁は図-6に示すように29エレメントに分割し、鉄筋籠は深さ方向に4分割して建て込むこととした。各パネルの継手構造を図-7に示す。

掘削はポリマー系安定液を用い、回転式掘削機を使用した。なお土質状況及び地下水位の高いことを考慮して、溝壁崩壊防止の補助工法として、連続壁の両側に厚さ0.5m、深さ17.5mの泥水固化壁を施工した。施工順序を図-8に示す。地中連続壁剛体基礎1基当りの数量を表-1に示す。

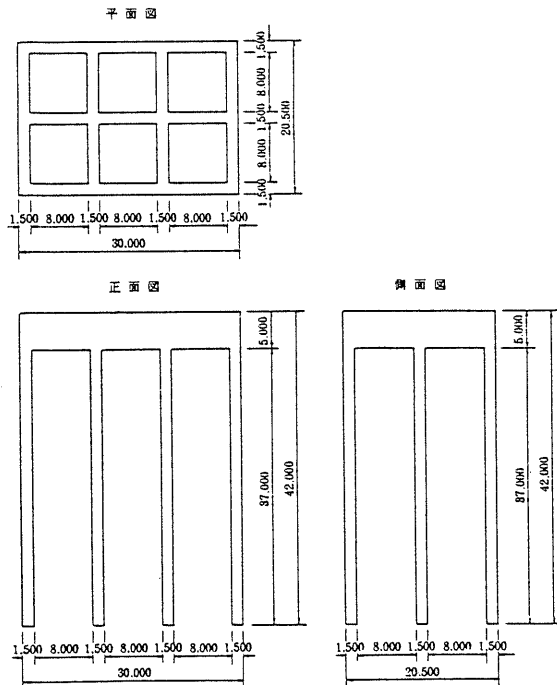


図-3 地中連続壁剛体基礎

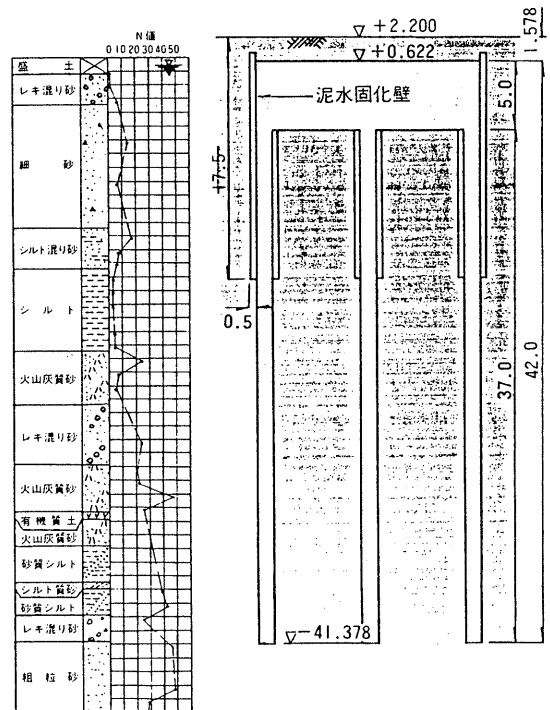


図-4 P-10地質柱状図

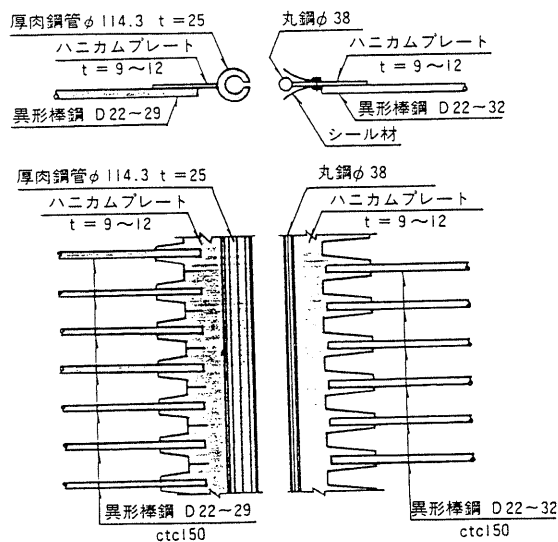


図-5 パイプ継手詳細図

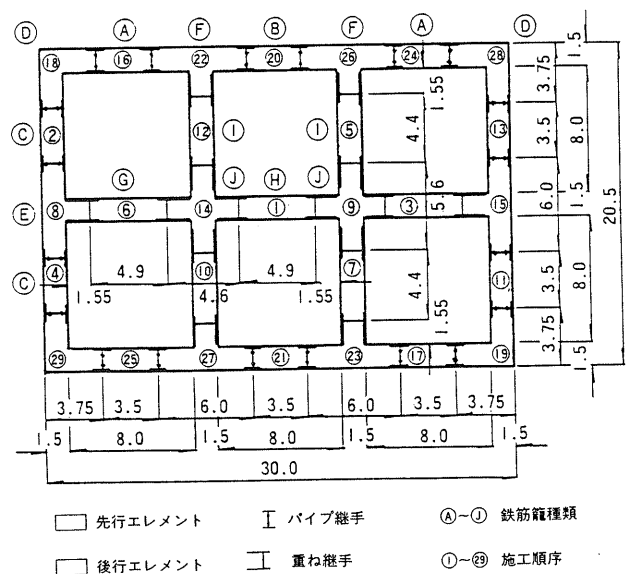


図-6 エレメント割付図

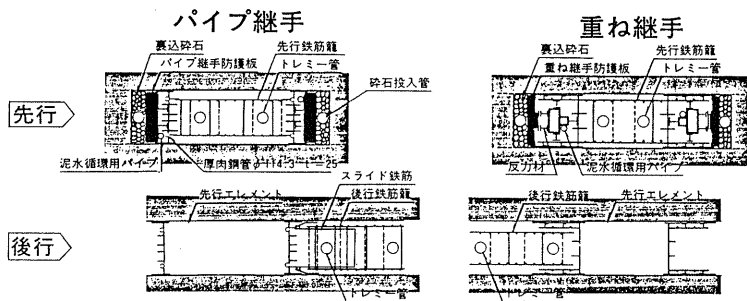


図-7 継手構造図

表-1 地中連続壁工事数量(1基当たり)

種 別	単 位	数 量
掘 削 m ³ 数	m ³	6,700
掘 削 土 量	m ³	11,200
鉄 筋 籠 重 量	t	1,800
コンクリート量	m ³	9,200

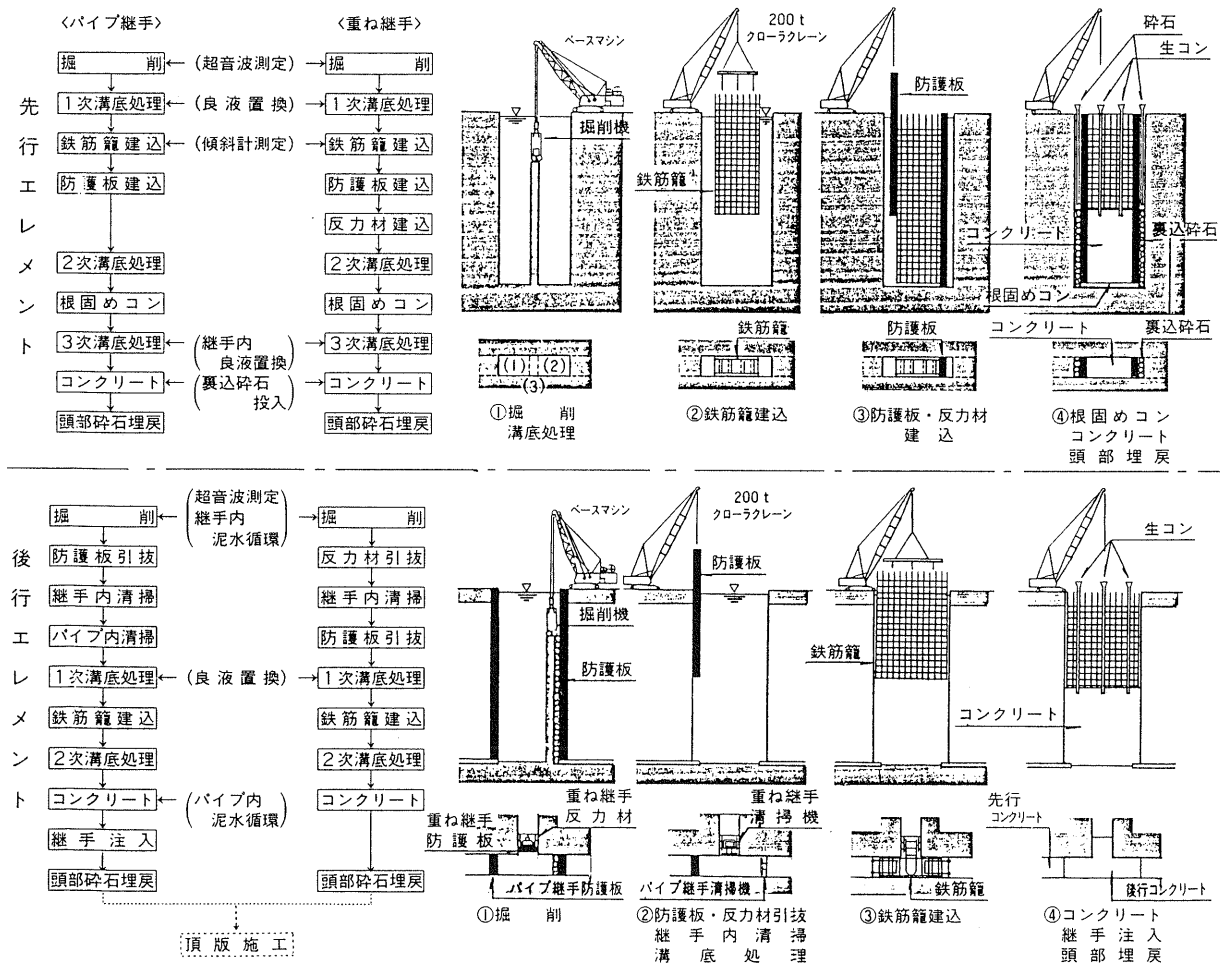


図-8 地中連続壁施工フローおよび概要図

3. 上部工の設計・施工

上部工は橋長 498 m (128 m + 240 m + 128 m) の 3 径間連続 P C 斜張橋である。幅員 25 m で我国最大規模の P C 斜張橋といえる。

主要諸元

主塔 逆Y型RC構造 $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ (図-9)

斜材 配置形状：ファン形，一面吊り

主桁 PC構造, $\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$, 桁高: 柱頭部3.5 m, 一般部2.5 m, 3室箱形断面,

PCケーブル：SWPR7B、PC鋼棒：B種2号

主塔の施工のブロック割りを図-10に示す。主塔のコンクリートは高性能減水剤を工場にて添加し、現場はポンプ打設とした。単位セメント量 430 kg/m^3 の配合を初めの5ブロックまで用いていたが、28日強度が 800 kg/cm^2 を超えること、変動係数が小さいこと、硬化発熱を減らしたいことの理由より 387 kg/m^3 まで減らして6ロットよりの施工を行っている。主塔の施工順序を図-11に示す。

斜材はFRP管とSWPR7Bの鋼線の組み合わせである。許容応力度として設計荷重時 $0.4\sigma_{pu}$ 、施工時 $0.55P_u$ としている。斜材の製作は現場製作とし、1本1本の鋼線を挿入し、シングルストランド用ジャッキにて塔側にて定着する。斜材全体としての緊張は桁側にて大型ジャッキにて、施工中、終了後に行う計画としている。斜材の断面を図一12に示す。なおFRP管は金色に彩色する予定である。図一13に斜材定着部の構造を示す。振動により斜材に生ずる断面力を小さくする為、定着部近くにダンパーをそれぞれ2個ずつ設けている。

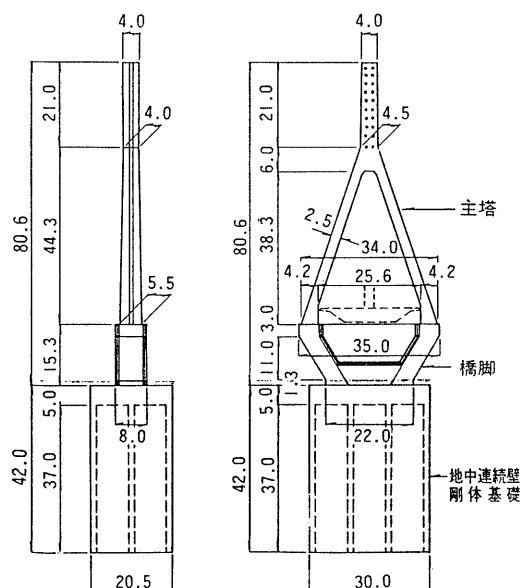


図-9 主塔部構造図

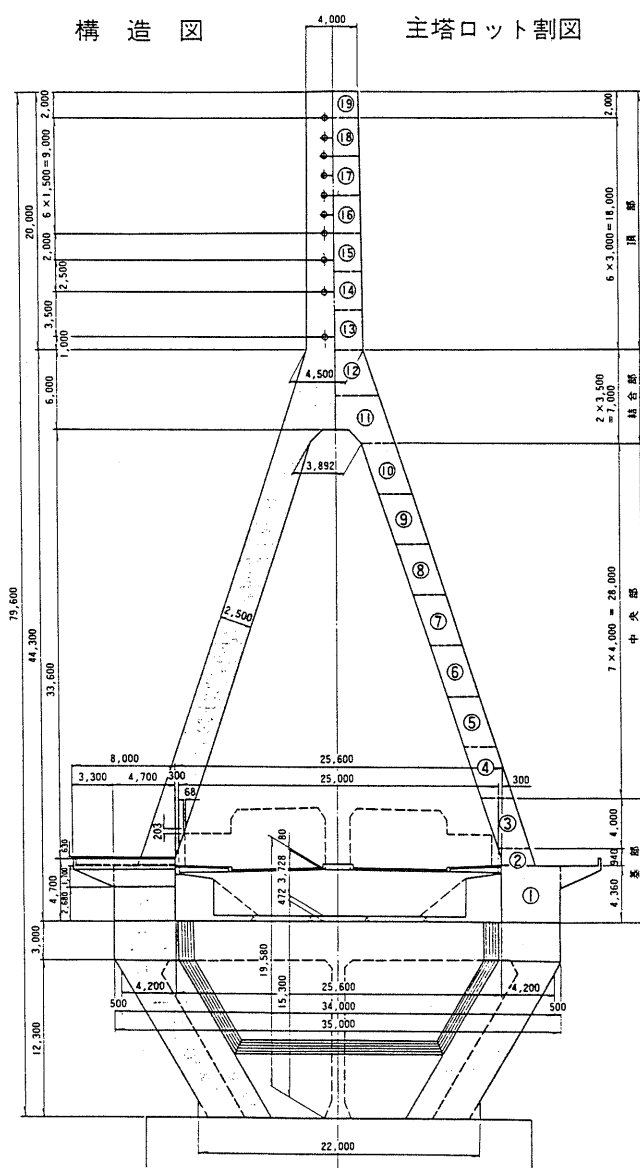
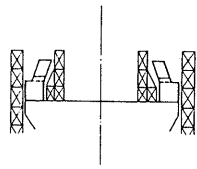
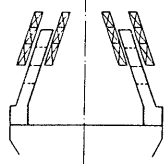


図-10 主塔ロット割り

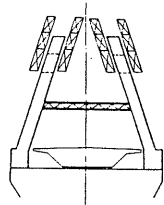
① 主塔基部（1～3ロット）の施工



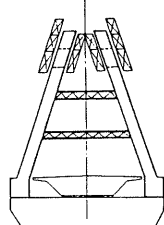
② クライミングフォームの組立
主塔中央部（4～6ロット）の施工



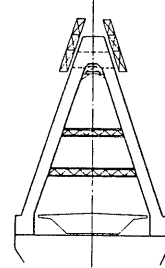
③ 第1ストラットの組立
主塔中央部（7、8ロット）の施工



④ 第2ストラットの組立
主塔中央部（9、10ロット）の施工



⑤ 主塔結合部（11、12ロット）の施工
クライミングフォームの解体



⑥ 主塔頂部（13～19ロット）の施工
バルコニーの施工

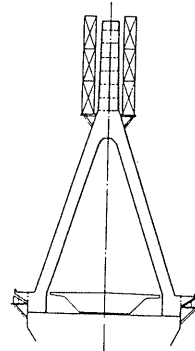


図-11 主塔の施工順序

ストランドの配置（調整側）

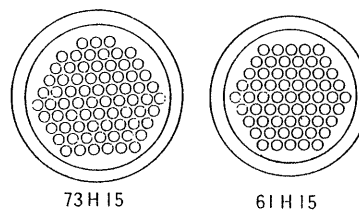
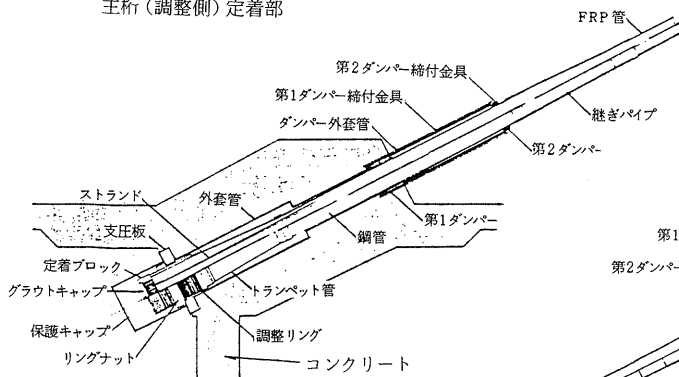


図-12 斜材の断面

主桁（調整側）定着部



主塔（固定側）定着部

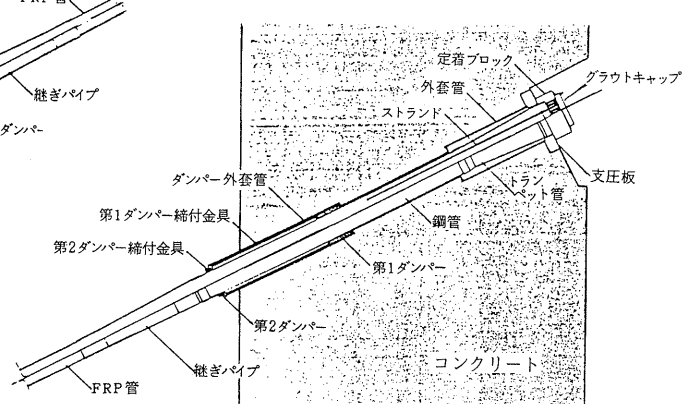


図-13 斜材定着部構造図

主桁断面を図-14に示す。主桁断面は、耐風安定性、一面吊りに必要なねじり剛性の確保、張り出し施工等考慮の上定めた。

上部工の施工順序の概要を図-15に示す。又主要工事数量を表-2に示す。

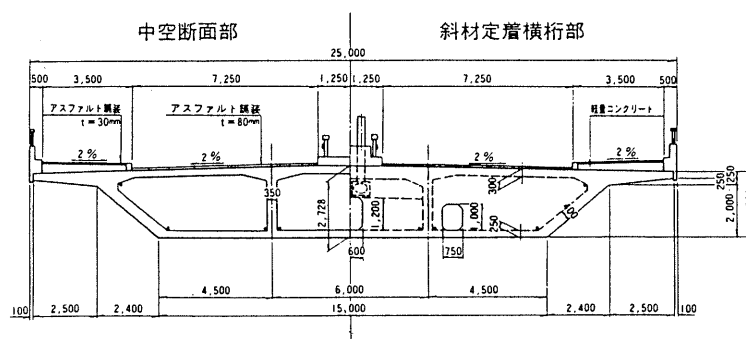


図-14 主桁断面図(一般部)

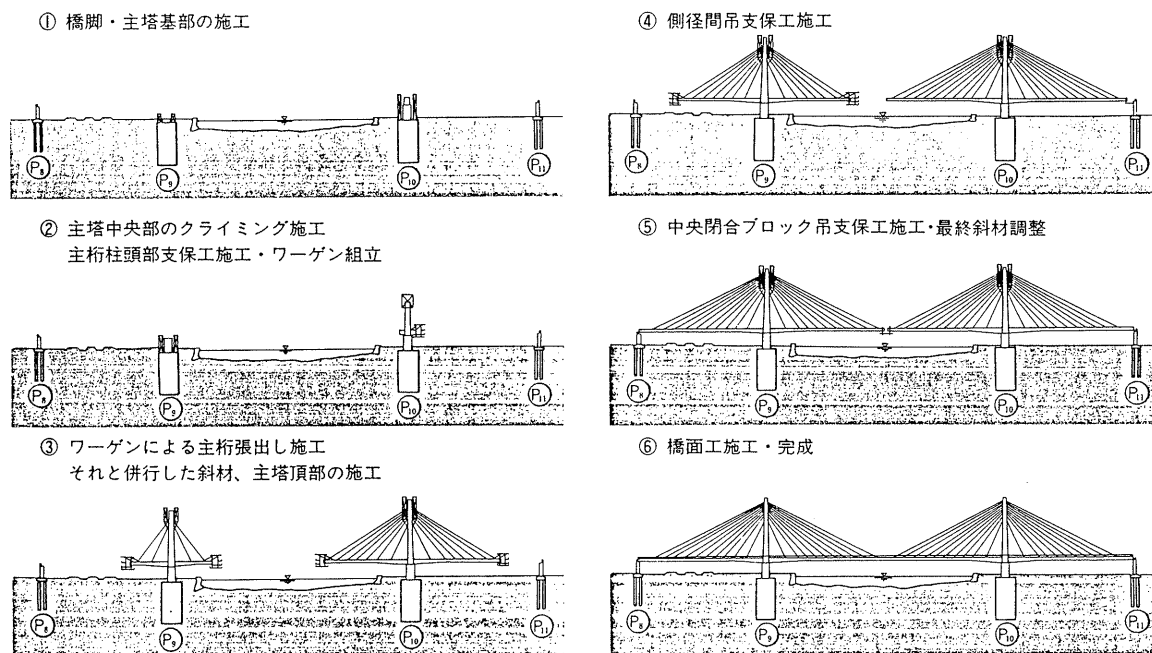


図-15 全体施工順序

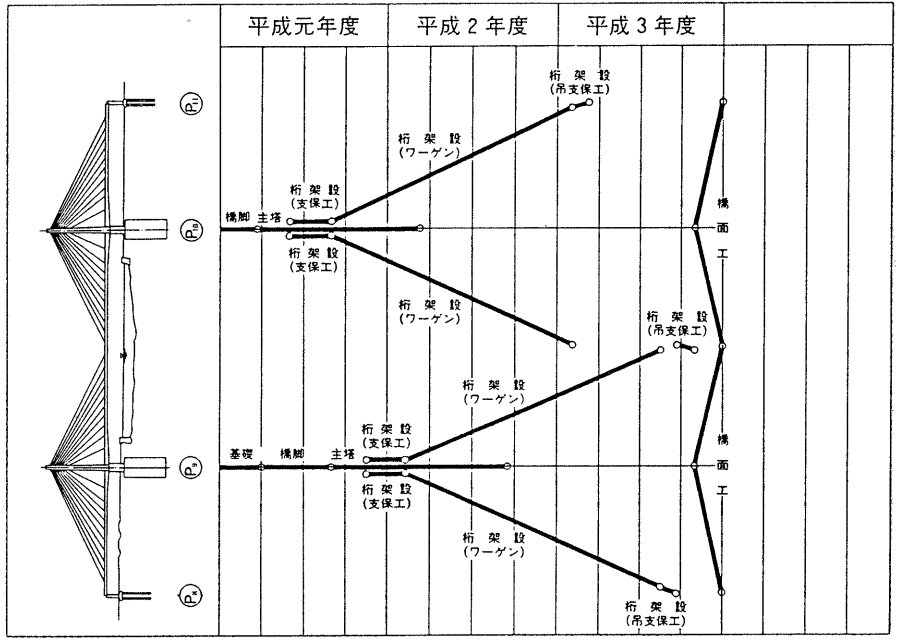
表-2 主要工事数量

区 分	種 別	仕 様	単 位	数 量	備 考
主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kg}/\text{cm}^2$	m ³	10,800	橋体工
		$\sigma_{ck}=240\text{kg}/\text{cm}^2$	m ³	1,590	橋面工
	P C 鋼 材	SBPR95/120他	t	580	
	鉄 筋	S D 35	t	2,030	
主 塔	コンクリート	$\sigma_{ck}=600\text{kg}/\text{cm}^2$	m ³	3,100	
	鉄 筋	S D 35	t	520	
斜 材	P C 鋼 材	SWPR7B $\phi 15.2\text{mm}$	t	526	フレシネーHシステム

4. おわりに

工事工程の計画を表－3に示す。平成4年度使用開始を目指し工事を進めているところである。

表－3 斜張橋工程表



東名阪高架橋

日本道路公団名古屋建設局建設部構造技術課課長 村 里 正 彦

1. まえがき

名古屋市を中心とした東西約15km，南北約20km，総延長66kmの環状道路である名古屋環状2号線は，自動車専用道路と一般道路の複断面構造より成っている。一般道路については一般国道302号として路線指定されている。自動車専用道路のうち北側半周分は，日本道路公団に昭和58年8月施行命令が下され，そのうち西北部名古屋西ジャンクションから清洲東インターチェンジについては昭和63年3月23日供用された。残された区間についても，現在工事中である。東名阪自動車道名古屋西ジャンクション・名古屋インターチェンジ間28.3kmのうち高架橋区間は約22kmであるが，ジャンクション部分，河川及び鉄道横過部分を除く約12kmをPC橋として計画した。

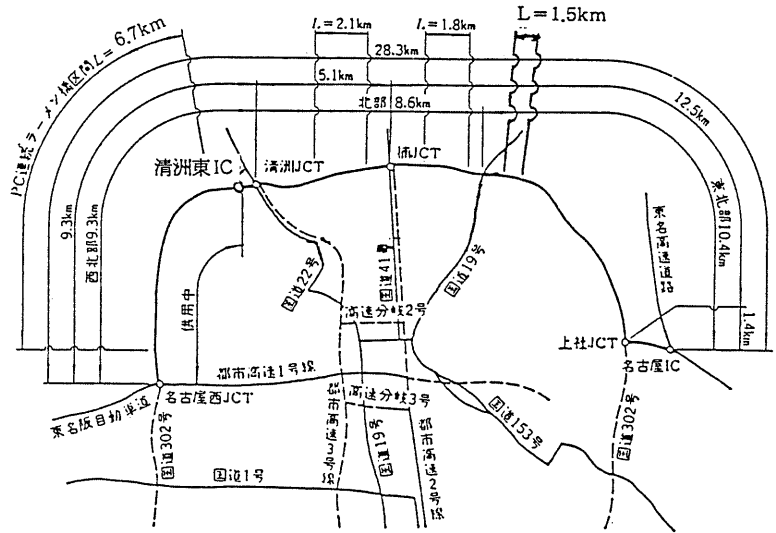


図-1 名古屋環状2号線の路線図

本報告は，東名阪高架橋を例に，都市内高架橋の計画及び景観設計について述べる。

2. 橋梁計画

橋梁計画に当って，まず現地の条件を整理した。都市内高架橋のため，下記の条件を有している。

- (1) 国道上の橋梁となるため，メンテナンスフリーの構造であると共に，耐震性に優れていること。
- (2) 橋脚の設置位置及び脚柱幅が中央分離帯幅以内に制限される。
- (3) 交差道路が多く，橋梁下で交差点となるため長スパンにも対応可能なこと。
- (4) インターチェンジが橋梁上に計画されており，間隔が比較的小さいため線形や拡幅に対応可能なこと。
- (5) 沿線は一部を除き住居専用もしくは住居地域に指定されており景観的にも優れていること。

以上の条件を満足し，かつ経済的にも優れた型式として，道路等との交差部はPC3径間連続箱桁ラーメン橋で，標準部はPC多径間連続中空床版ラーメン橋を採用した。

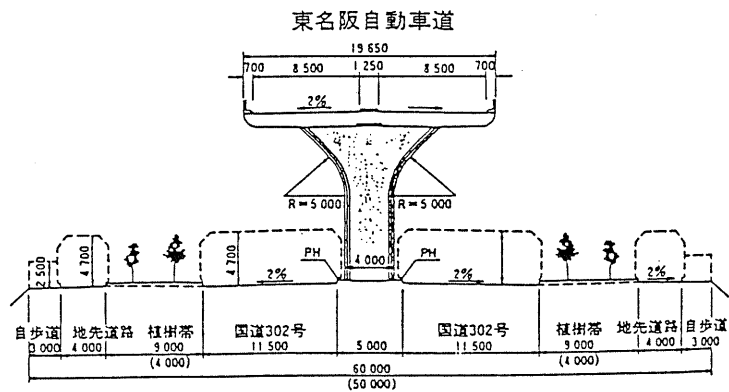


図-2 標準断面図

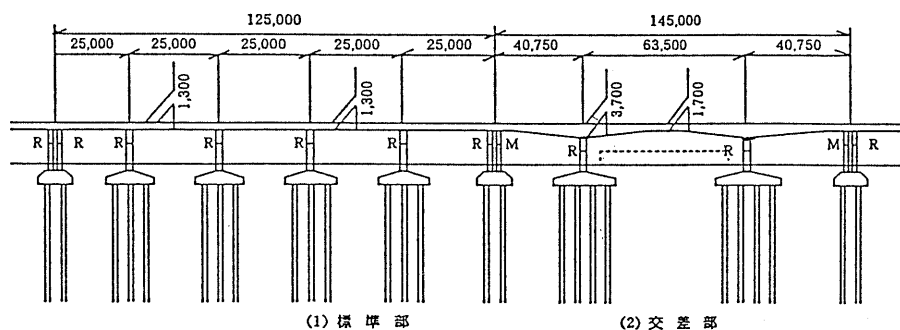


図-3 PCラーメン橋の一般図

3. 景観設計

一般的に道路景観には、内部景観及び外部景観の両側面が考えられる。景観設計に先だち計画位置の特性を整理した。橋梁計画位置は、まったく平坦で田畑も散在する住宅地であり、名古屋都市圏のベッドタウンとして都市化の著しい区域である。路線沿線は6割以上が住居地域に指定されており、一般家屋の目前に新たに出現する巨大構造物となる。また、本路線は名古屋市街地を北側半周しており、中心部より放射状に広がっている幹線道路・鉄道にとっては、本橋がゲートの役割を成すものであり、連続性を大切にする必要がある。

以上の地域特性に最適な景観設計のためのイメージを整理した。

- ① 巨大構造物の威圧感を軽減すること。
- ② 一般国道302号の植樹帯も含め潤いある風景を形作ること。
- ③ 景観の連続性の確保。

4. 景観上配慮した点

高架橋の高さは桁下空間を確保し、威圧感を無くすと共に、バチ形橋脚と上部工のバランスを考慮して最低13m確保した。橋梁型式は、経済性、耐震性の向上及び維持管理の軽減より場所打型式のPCラーメン橋を採用したことにより、自然の風景になじみやすい曲面を用いることが可能となった。今までに通常行われてきた桁構造に比較し、下方より見上げる視線に対する煩わしさを無くすると同時に、支承が無いので、屋根裏部屋を思わせる橋脚の梁を無くすることが可能となり明るい桁下空間が創造できた。

その他、配慮した細部は以下のとおりである。

- ① 橋脚は曲線($R=5\text{m}$)で広がるバチ型とし、柱の四隅にも $R=300\text{mm}$ の面取りを行い、全体に柔らかさを持たせると共に、国道の通行者からの死角を極力少なくした。
- ② 中空床版・箱桁ともに張り出し部をなくし、側面にも曲線($R=1.1\text{m}$)を用いた。
- ③ 交差点部の逆台形箱桁も、サイドビューを特に意識して、連続性を持たせる様、端部で中空床版桁($h=1.3\text{m}$)に桁高を3次放物線ですりつけると共に、桁形状も端部で同一とした。
- ④ 中空床版桁下面は、無表情な広い平面となるため、アクセントとしてスリット(幅 $=200\text{cm}$ 、深さ $=10\text{cm}$)を設けた。
- ⑤ 掛け違い橋脚については、支承縁端距離やジャッキスペースで柱厚が決定され、必然的に柱厚が大きくなり他の橋脚に比べてバランスを欠くため、二枚壁型式を採用した。これにより剛構造を可能とすると共に、ス

レンダーな掛け違い橋脚
として、景観的にも向上
が図れた。

5. 添架物に対する配慮

橋梁本体に対する景観への配慮については、前節で述べたが、完成後橋梁本体と同等以上に、気になるものに、諸々の添架物が挙げられる。『画龍点睛を欠

く』の例えが有るがごとく、これらの無視しえない項目について、本橋においては、下記のような配慮を行った。

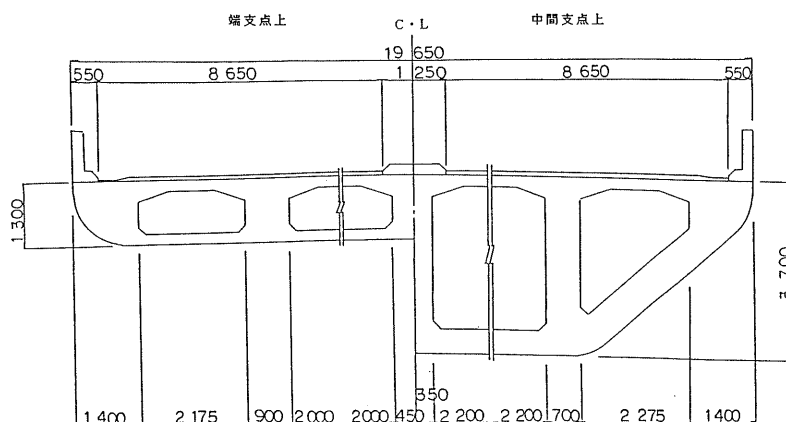


図-4 箱桁ラーメン橋の桁断面図

5.1 排水管

橋軸方向に桁に添架する縦断排水管をなくすため、橋面上の排水は、路肩部の舗装を45 mm サーフェスダウンさせ通水断面を確保し、各橋脚位置に排水管を設置した。

各橋脚の排水管を橋脚断面に収納することは応力的に不可能であったため、形状は、橋脚の形に合わせて曲線を多く用い、バランスを図った。

5.2 標識・照明の基礎

標識・照明の基礎は、壁高欄の外に半円形の張り出し部を設けて設置した。

5.3 遮音壁

都市内については、遮音壁の設置は不可避な状況にあるが、今までは機能本位の必要最少限度の構造的対応が普通であった。

本橋は日本道路公団における初めての本格的都市内構造物であるため、遮音壁についても景観設計の手法を用いて、外部及び内部景観をも重視した設計とした。

具体的な対応は下記のとおりである。

- ① 支柱アンカーは壁高欄上に設置することにより、壁高欄と遮音壁に面的連続

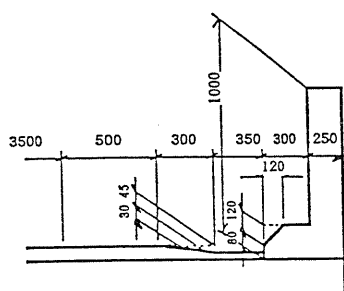


図-5 路肩部の詳細

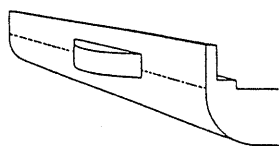


図-6 標識等の基礎形状図

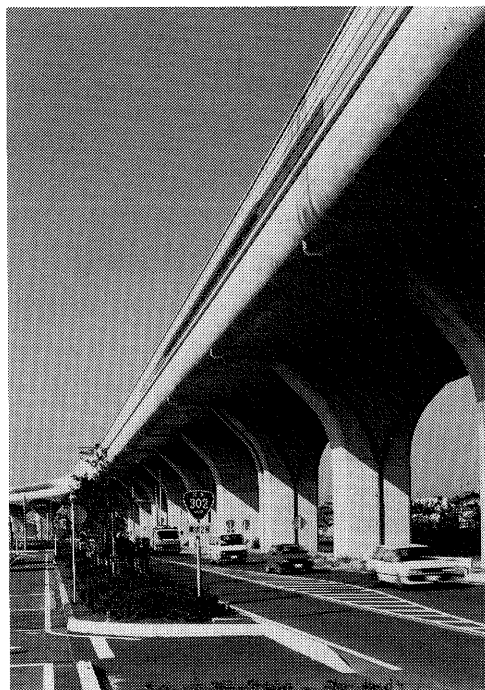


写真-1 東名阪高架橋

性を持たせ、すっきりさせた。

- ② 外部景観の向上を図るため、無骨なH鋼支柱を隠ぺいすると共に、橋体や周辺環境とさわやかに調和させるよう、明るいグレー色のラミネート鋼板を吸音パネル背面に用いた。
- ③ 遮音壁上端に丸い笠木を、車道側の壁高欄上には視線誘導を兼ねて丸味をつけた水切りを設置し、落下止めワイヤー、ベースプレート等を隠し、景観の向上を図った。
- ④ 主要道路との交差部等にはブルーの濃淡で軽快なイメージを、学校部についてはグリーン系のカラーパネルを用いて、親しみある表情を描き出すと共に、透光板を用いた半円柱状の出窓を設け、内部及び外部景観を改善すると同時に、名古屋へのシティーゲートとしてのサイン性も持たせた。

6. 東名阪高架橋の構造特性

ラーメン構造の経済性については、議論の余地の無い所であろう。図-7に示すように、地震時曲げモーメントについて、ピン構造とラーメン構造を比較すると、脚下端で約6割程度に減少する。そのため基礎工費の削減が可能となり、下部工全体の工費においては約3割程度経済的となった。

ただ一般的に、10数メートルの脚柱高を有する橋梁のラーメン構造における、橋脚の拘束力に関しては、不明な点も多い。本型式を採用するに当たって、3径間連続中空床版ラーメン橋において、脚柱拘束力によるプレストレスの減少及び脚柱変位や、桁の伸縮量に対する橋脚剛性の影響を算出し、ラーメン構造の妥当性を検証した。

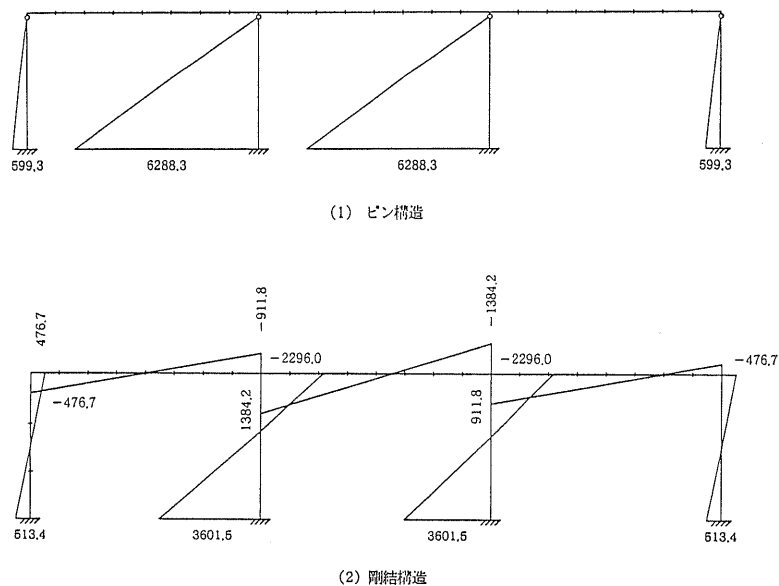


図-7 ピン構造と剛結構造による断面力図比較（地震時曲げモーメント t・m）

6.1 拘束によるプレストレスの減少量

脚柱拘束力によるプレストレスの減少量は3径間連続中空床版ラーメン橋の中間支間部(図-8, ケース1)で最大1.3%の減少であり、脚柱下端を固定(図-8, ケース2)としても最大1.8%の減少となる。通常の連続桁におけるクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量15%程度と比較して、量的に非常に小さいといえる。

6.2 プレストレスによる脚柱変位量

プレストレスによる脚柱変位量は44ケーブル(12T12.4)の導入力によっても端橋脚上端で6.4 mm, 中間橋脚で

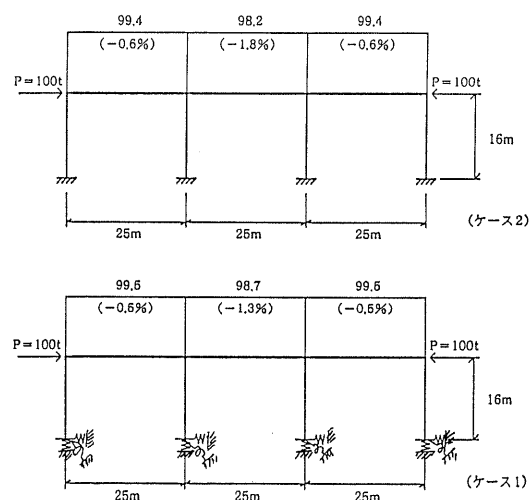
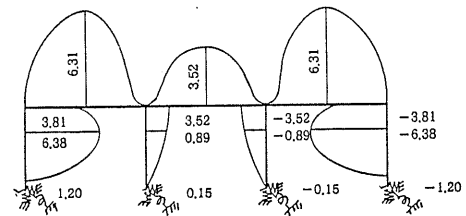


図-8 脚柱拘束力によるプレストレスの減少量（軸力図）

3.5 mm と極めて微小であり問題ないといえる。

6.3 桁の伸縮量に対する橋脚剛性の影響

桁の伸縮量に対する橋脚剛性の影響について、表一 1 に示す。20℃温度降下に対する伸縮量であるが、橋脚下端固定の条件で、実際の橋脚剛度における桁の拘束条件を全部可動とした場合と全部固定とした場合のA点水平変位の差は0.06 mm (0.8%)、橋脚剛度を10倍にしたとしても変化量は0.6 mm (8%) 程度である。伸縮量を見ても橋脚拘束の影響は小さいといえる。



図一 9 プレストレスによる脚柱変位 (mm)

表一 1 橋脚拘束による桁の伸縮量について (-20℃ の場合)

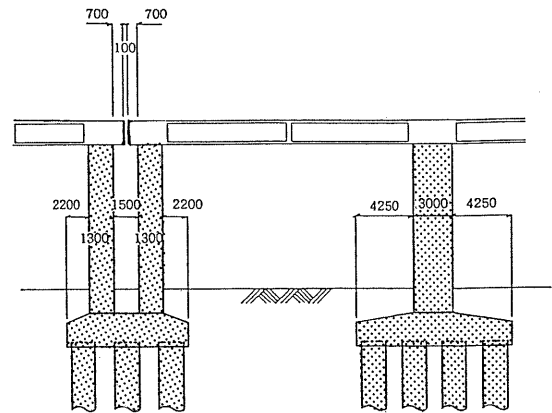
		23,600		25,000		23,600			
A		B		C		D		15,770	
可 動	可 動	可 動	可 動	可 動	可 動	可 動	可 動	0	7.22
剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	現 況	7.16
剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	剛 結	10 倍	6.62

6.4 東名阪高架橋の構造特性

本橋は、市街地の限られたスペースを有効に利用するため、国道の中央分離帯内に橋脚を設置し、その上空を並走する形で計画された市街地高架橋である。

日本道路公団における高速道路の供用延長も 4,484.4 km (平成元年10月現在) に及び公団の予算に占める維持管理費の割合も増大しつつある現状であり、維持管理作業を軽減することを目的として、今まで市街地高架橋での採用例の少なかった P C 連続ラーメン構造を採用した。一般に P C 連続ラーメン構造は、耐震性に優れ、支承は少なく塗装が不要であるなど維持管理上も優れた型式であるが、従来の構造では、乾燥収縮や温度変化による不静定力が大きいため、桁端部は剛結せず支承を設けていた。しかし桁端部は、伸縮装置からの漏水が多く腐食しやすい環境のため、支承にとって最も条件の悪い箇所である。本橋では支承の全くない P C 連続ラーメン構造を達成するために、掛違い橋脚は中間部に比べてスレンダーな壁をフーチングより二枚建て、乾燥収縮や温度変化による不静定力を逃がすことによって、全ての橋脚と桁との剛結を可能とした。

二枚壁の内側間隔は図一 10 に示すように 1.5 m 確保した。これを両側主版の縦方向 P C 鋼材の緊張スペースとし、緊



図一 10 掛違い橋脚詳細図

張後、両桁端より70cm 区間については、鉄筋コンクリート構造として後打ちした。

このような構造は前例がないことから、現地において橋脚の水平載荷試験を行い、安全性の確認を行った。

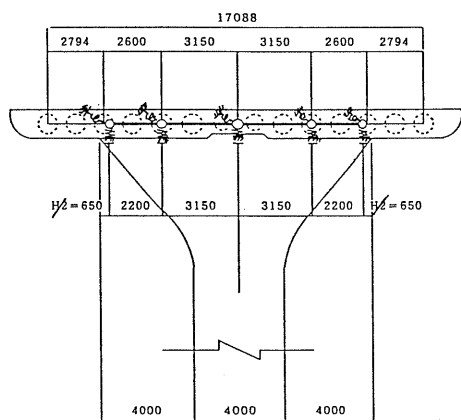
7. 東名阪高架橋の設計

PCラーメン橋の解析手法については、平面骨組、平面格子、立体格子、平面FEM、立体FEMによる比較検討を行った結果、解析手法は平面骨組及び平面格子解析を主体とする下記のとおりとした。

7.1 中空床版ラーメン橋

中空床版ラーメン橋の解析手法及びフローチャートを表－2、図－11に示す。

① 平面格子解析上の脚柱のモデル化は下記のとおりとした。(図－12)



脚柱剛結部縁端より桁高の1/2内側位置とする

図－12 平面格子解析上の仮想支点位置

鉛直バネ……脚柱の鉛直バネの支持数等分とし、基礎によるバネは考慮しない。

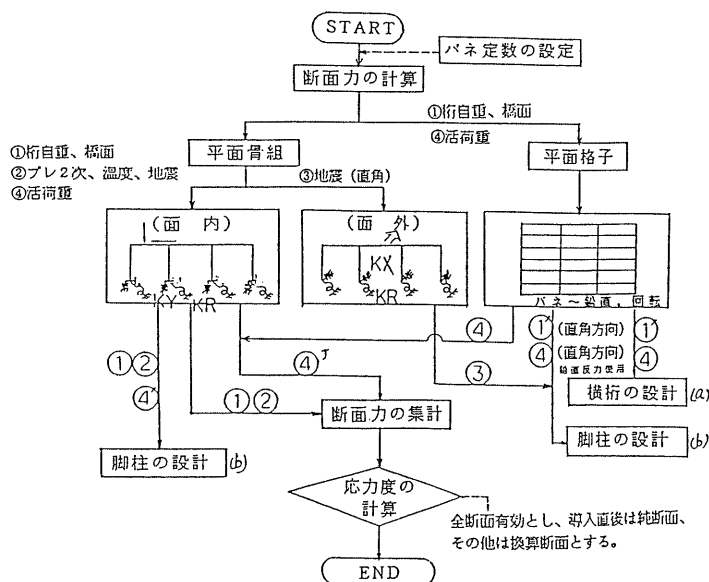
回転バネ……脚柱の水平変位を拘束した時に単位回転モーメントを与え生じた回転変位より回転バネを求め、支持数等分とする。基礎によるバネは考慮しない。

バネ支持する範囲の横桁剛度は無限大とした。

② 平面骨組解析における基礎バネは杭のみを考慮するものとし、掛違い

表－2 解析手法(中空床版ラーメン)

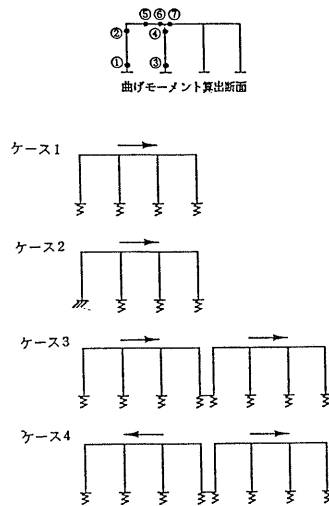
設計ケース	荷重ケース	解析方法
主桁の設計	① 桁自重 ② 橋面 ③ プレ2次 ④ 温度 ⑤ 地震(軸)	①、② 平面骨組 (面内)
	③ 地震(直角)	平面骨組 (面外)
	④ 活荷重	平面格子
	④	平面格子
横桁の設計	①	① 平面格子
	④	平面格子
	①、②	① 平面骨組(面内) (直角方向) 平面格子 ② 平面骨組(面内)
	③	平面骨組 (面外)
脚柱の設計	①、②	① 平面骨組(面内) (直角方向) 平面格子 ② 平面骨組(面内)
	③	平面骨組 (面外)
	④	平面骨組(面内) 直角方向 平面格子 (鉛直反力を使用)
	④	平面骨組(面内) 直角方向 平面格子 (鉛直反力を使用)



図－11 解析フローチャート(中空床版ラーメン)

橋脚については、全フーチングバネ値の半分とする。表-3のケース1とケース3に見られるように地震時曲げモーメントは良く一致する。なお、逆位相の地震が作用した場合には、固定とした場合が表-3のケース2とケース4に見られるように良く一致する。

表-3 地震時曲げモーメント（中空床版ラーメン橋）



(a) 各ケースにおける曲げモーメント (t-m)

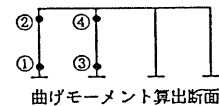
断面 ケース	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
1	809	-932	4413	-3978	-340	-1613	2365
2	1396	-1366	4154	-3881	-187	-1740	2140
3	776	-836	4436	-3702	-372	-1498	2149
4	1387	-1363	4157	-3883	-189	-1740	2142

(b) 曲げモーメント比率

断面 ケース	①	②	③	④
ケース1 ケース3	1.04	1.11	0.99	1.07
ケース2 ケース4	1.01	1.00	1.00	1.00

③ 平面骨組解析は立体格子解析に比較して表-4に示すとおり、中空床版ラーメン橋については地震時脚柱下端の橋軸方向曲げモーメントが小さい値を示すので、平面骨組解析により算出された断面力を割増しすることで対応した。これはバチ型橋脚で主版との剛結を図っているが、橋脚天端と主版幅が異なっており、このような結合状態を平面骨組において正確にモデル化することが不可能なためと考えられる。

表-4 地震時曲げモーメント



解析法 断面	橋軸方向		橋軸直角方向	
	平面骨組 (tf・m)	立体格子 (tf・m)	平面骨組 (tf・m)	立体格子 (tf・m)
①	569.6	605.5	0.94	-2,503.7
②	-639.6	-637.8	1.00	-18.8
③	4,825.8	5,599.1	0.86	-7,200.7
④	-3,672.3	-2,910.8	1.26	-23.7

④ 橋軸および直角方向の主版応力度の照査位置は脚柱側面位置とする。これは立体FEM解析結果より橋軸方向主版応力度は、脚柱側面位置で最大となり、脚柱の剛域では小さくなっていること、また直角方向においても、脚柱ハンチ先端まで増加するが、ハンチ部では断面性能も大きくなるため応力度はほぼ一定になることが確認されたためである。橋軸直角方向応力度照査位置におけるハンチの有効高さは、立体格子解析の結果より最大桁高の2倍とした。

表-5 解析手法（箱桁ラーメン）

設計 ケース	荷重 ケース	解析 方法
主 桁 の 設 計	① 桁自重 ② 橋面 フレ2次 温度 地震（軸）	①, ② 平面骨組 （面内）
	③ 地震 （直角）	平面骨組 （面外）
	④ 活荷重	平面格子
横 桁 の 設 計	①	① 平面格子
	④	平面格子
脚 柱 の 設 計	①, ②	① 平面骨組（面内） （直角方向） 平面格子 ② 平面骨組（面内）
	③	平面骨組 （面外）
	④	平面骨組（面内） 直角方向 平面格子 （鉛直反力を使用）

7.2 箱桁ラーメン橋

箱桁ラーメン橋についての解析手法及びフローチャートを表-5、図-13に示す。

① 箱桁ラーメンは交差点部に採用したため、脚柱位置は交差点付近の国道302号の中央分離帯に限定された。一般的には右折車線の付加された道路では中央分離帯が道路センターよりずれ、脚柱位置にも偏心が生じることとなる。そこで脚柱の設計は、平面骨組解析によるが、平面格子解析の反力による偏心モーメントを直角方向作用

力に加算した。橋軸方向についても2軸曲げで考慮した。平面格子解析においては、図-13に示すように、脚柱が偏心している影響を考慮するため、橋軸方向及び橋脚直角方向脚柱仮想部材を設けて解析した。

- ② 橋軸および直角方向の主版応力度の照査位置は脚柱側面位置とする。橋軸直角方向応力度照査位置における有効高さは、立体格子解析の結果より下部工の梁を含めた全高とした。

8. あとがき

現在、当公団では構造物設計において、

- ① 長大化
- ② 景観設計
- ③ メンテナンスフリーの構造物への挑戦

等が、注目を集めている。それらの内、従来あまり考慮されなかった②、③のポイントの占めるウェイトが益々増大してきた。東名阪高架橋もこれらの流れの中で当公団が試みた一例であり、幸いなことに各界の皆様方の好評をいただいている。我々もこれを励みとして、益々新たな試みに挑戦していく考えである。

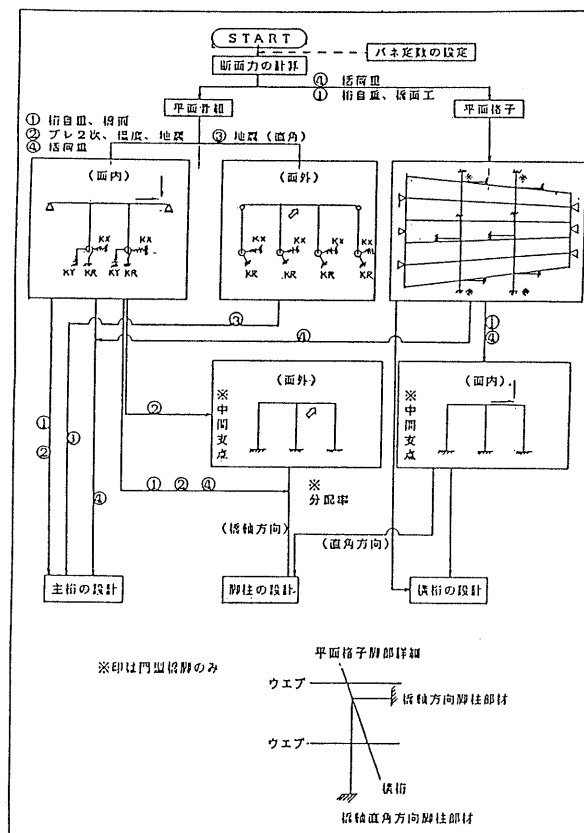


図-13 解析フローチャート（箱桁ラーメン）

堺泉北有料道路事業の概要

大阪府道路公社建設部建設第二課長 中 田 智

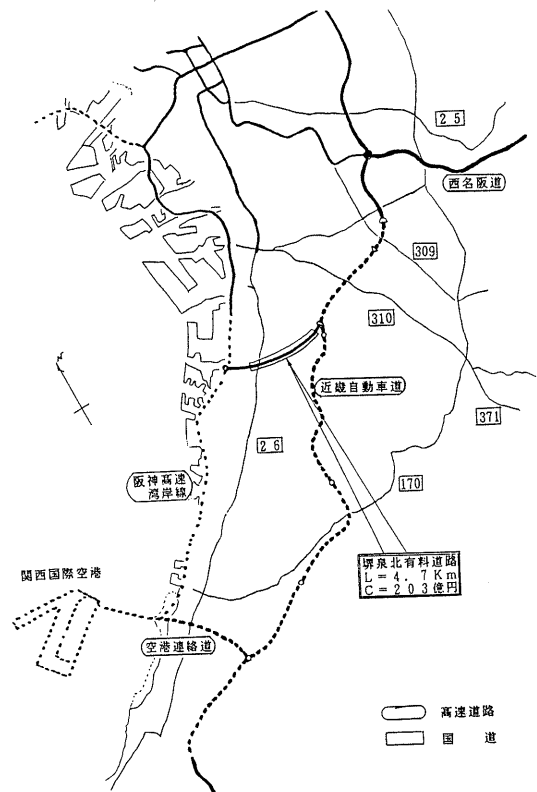
1. まえがき

堺泉北有料道路は、大阪府道泉大津美原泉（都市計画道路松原泉大津線）の中央部に併設される連続高架の道路であり、大阪府南部の泉州地域の丘陵部と臨海部を縦断する2つの高速道路—近畿道松原海南線（阪和道）と阪神高速湾岸線とを泉北地域で相互に連結し、北、東大阪の国土軸と泉州地域を結ぶ交通を臨海部と内陸部に分散する役割を担うとともに、市街地の交通混雑の緩和に寄与するものである。

当該高架部は大阪府で都市計画道路松原泉大津線と一体で整備が進められていたが、関西国際空港のアクセス道路として早期完成が求められるため、全体で6.2kmのうち未整備であった国道26号付近から近畿道堺北 IC までの4.7kmを大阪府道路公社で有料道路事業として昭和61年度(1986)に建設に着手し、平成2年度(1990)事業完成に向けて工事中である。本稿では本事業で実施しているPC橋工事の概要について紹介する。

堺泉北有料道路の概要

延長	4.7 km（堺市平井～高石市綾園）
幅員	17.5 m（4車線）
事業費	203 億円
事業年度	昭和61年度～平成2年度
通行料金	普通車 100 円
道路の諸元	
道路規格	第4種 第1級
設計速度	60 km/h



図－1 堺泉北有料道路位置図

2. 工事の概要

本道路は、府道（標準幅員 40 m）の中央部に建設する連続高架橋であるが、上部工の構造は交差点付近等の長径間の個所、および非常駐車帯やランプ取付け部など幅員の変化する径間は鋼橋を採用し、それ以外の標準部はPC橋である。鋼橋部の形式は3径間連続箱桁橋が1個所(国道26号高架橋)、単純箱桁橋が2径間、他の径間は単純鈑桁橋である。PC橋部の形式は全てプレテンション方式T桁橋(径間長20m)であり、本線部で計110径間(延長2.2km—事業区間の約1/2)である。主桁の数はランプ部を含めて約2400本に及んでいる。また、約90%は2～3径間連結桁構造である。

3. 設計・施工の特徴について

[illegible]

— 102 —

(3) 主桁の下げ越し製作

本道路は連続高架橋であり、橋脚高も余り高くない(約10m)ので、側道及び周辺地域から側面景観を眺めたときに桁の反りが目立ち太鼓橋にならずストレートに見えるように、主桁の下げ越し製作を検討した。

そのためには工場でフラットなベンチとして常設されている製作台(底面型枠)の改造が必要である。工場内の製作台を全て改造できないと桁製作の工程が大幅に遅れるなど大きな影響がでることになるため、結論として側面景観を構成する耳桁のみを下げ越しして製作することとした。下げ越し量は通常のそり量(従って余盛り)の半分である3 cmとした。これはストレートケーブルをベンドアップせず、またPC鋼線を増やす必要のない範囲内である。

(4) 架設・横組

現場は4車線道路の中央分離帯であるので、上部工が張り出す内側2車線を交通規制し、工事の安全を図ると共に、ここにボルトレーラーで桁を搬入し隣の径間に据えたトラッククレーンにより架設した。しかし、架設径間の両側に既に架設済みである場合は、架設径間内にクレーンを据えて直上に架設する必要がある。そのような個所ではまず半分の主桁を架設し、残り半分は架設した主桁の上に2段に積み、その後簡易横取門構を用いて横取りした。

桁架設後、連結桁単位で横桁、連結部、間詰め床版の鉄筋コンクリートを打ち、所要強度発生後横はじめ工、グラウト注入を行い、地覆、壁高欄、中央分離帯などの橋面工、排水工を施工して仕上げていく。

4. 品質管理

(1) 主桁のそりの管理

主桁のそりについてJISの規格は径間毎の平均値からの誤差が±8 mm以内と定められている。通常これはプレストレス導入時の測定値に

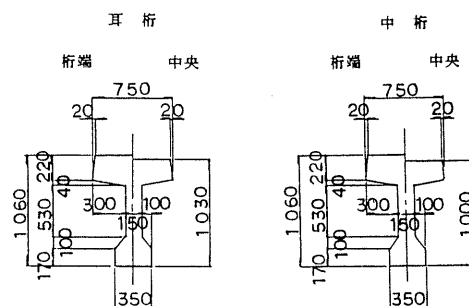


図-3 主桁断面図

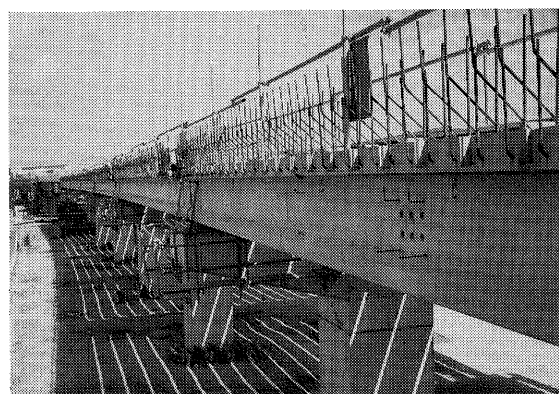


写真-1 耳桁架設状況

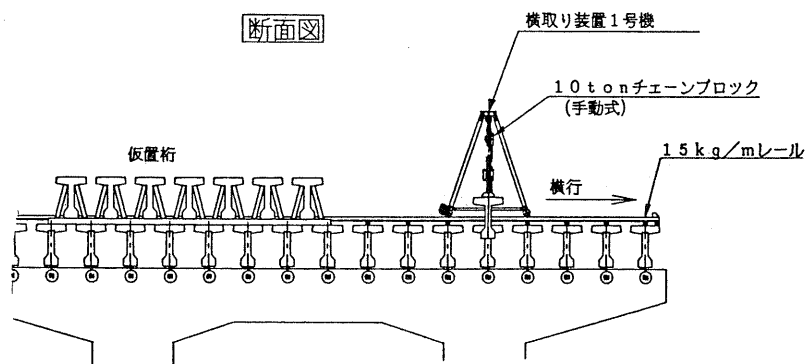


図-4 簡易横取門構

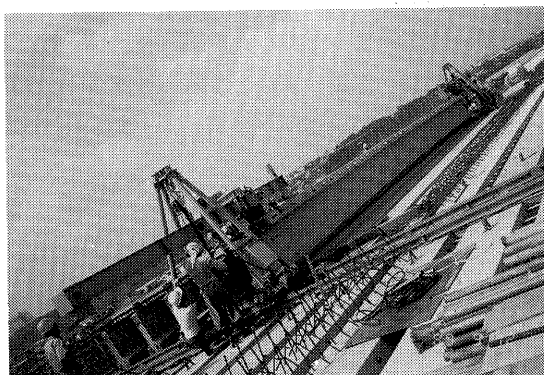


写真-2 簡易横取門構

適用されているようである。しかし、現場での横締め、最終出来上がりでそりが揃う必要がある。本工事では多数の工場で作成されるため、そり量が具体的な数値で予測されていなければならない。そりは使用する骨材、養生条件、工場での保管状態、現場での条件、横締めの時期等種々の要因によって変動し、規格値として設定するには困難な点がある。一方、各工場では多くの製作実績からある程度のそりの予測がなされている。

このことから、本工事の主桁製作にあたってのそりの管理の考え方として、まず最終そりの目標値を設定し、そのためのプレストレス導入時の規格値を設定した。すなわちプレストレス導入時のそりは各工場の実績を元に予測値を設定し、その $\pm 6\text{ mm}$ を目標値、 $\pm 8\text{ mm}$ を規格値とした。製作過程で目標値を越える場合は養生条件を変えるなどして極力目標値内におさめるように努力することとした。工場でのそりの測定では、ほぼ目標値を満足する結果がえられている。

(2) PC鋼材緊張力試験

主桁の品質管理として JIS ではひび割れ試験と破壊試験が定められている。本工事ではこれにもとずき両試験を実施した。試験桁には3径間連結桁の中央径間中桁と同等品を製作した。さらに試験桁にはあらかじめPC鋼材の表面に歪みゲージを埋め込み、PC鋼材の緊張による応力状態、プレストレス導入後の応力状態などを調べる試験を併せて実施した。

a. プレストレス導入時までの緊張力の試験

本試験は、鋼材緊張完了時からプレストレス導入までの緊張力、鋼材のひずみ、コンクリートのひずみ、桁内の温度等を測定し、鋼材のリラクセーションや蒸気養生による応力度の減少量を把握しようとしたものである。鋼材のひずみはコンクリート打設開始までは気温約 10°C の低下によって $50\sim 90(\times 10^{-6})$ 引張側へ変化し、コンクリート打設後蒸気養生開始時から養生温度降下開始時までは $500(\times 10^{-6})$ 圧縮側へ変化した。緊張力はプレストレス導入直前には緊張完了時から温度、リラクセーション、蒸気養生等の影響によって $0.4\sim 0.6\text{ t}$ 減少したが、減少後の緊張力はすべて設計値の $\pm 5\%$ の範囲内であった。(図-5)

b. プレストレスの導入による鋼材およびコンクリートのひずみ測定

桁脱型後、コンクリート表面ゲージ、変位計を取り付け、すでに埋め込まれている鋼材ひずみゲージ、コンクリートひずみゲージと共にプレストレス導入時のコンクリート及び鋼材のひずみを測定した。スパン中央における曲げ応力度の分布を設計計算値と実測ひずみによる計算値とを比較すると、実測ひずみによる計算値は設計計算値よりやや大きく、上縁で設計計算値 5.3 、実測ひずみによる計算値 10.4 kg/cm^2 (引張)、下縁で設計計算値は 171.4 、実測ひずみによる計算値は 184.0 kg/cm^2 (圧縮)であった。(図-6)

(3) 主桁の曲げ耐力試験

主桁の品質試験として JIS の破壊試験の規定に準じて、PC鋼材緊張力試験を行った主桁を用いて、曲げ耐力試験を実施した。当試験に先だって、桁を6%傾斜させた状態で中央部のひずみとたわみを測定する桁傾斜試験、及び、2%傾斜させた桁に設計荷重(18.5 t)を載荷し、ひずみとたわみを測定する傾斜載荷試験を実施した。

曲げ耐力試験では設計ひび割れ荷重 21.3 t に対し、ひび割れ発生荷重は 34 t (設計ひび割れ荷重の 1.60 倍)であった。また、設計破壊荷重 53.9 t に対し、実破壊荷重は 59.4 t であった。この時の表面ひずみの変化は図-7のとおりである。この図で示されるように中立軸はひび割れ発生段階から上方へ移動し始め設計破壊荷重時にはほぼ上フラ

表-3 プレストレス導入時のそりの測定結果(A工場例)

名称	径間名	プレ導入そり (mm)			目標値
		平均値	最大	最小	
本線中桁	P 4-P 5	38	41	35	38 mm 変更前(39mm)
	P 5-P 6	37	40	33	
	P 6-P 7	38	40	35	
	P 7-P 8	35	38	33	
	P 8-P 9	36	38	33	
	P 9-P 10	36	40	33	
	P 12-P 13	37	40	33	
	P 13-P 14	36	38	34	
本線耳桁	P 14-P 15	38	40	35	34 mm 変更前(34mm)
	P 4-P 5	32	34	29	
	P 5-P 6	36	37	35	
	P 6-P 7	33	33	33	
	P 7-P 8	33	33	33	
	P 8-P 9	32	33	31	
	P 9-P 10	34	34	34	
	P 12-P 13	35	35	34	
	P 13-P 14	34	34	34	
	P 14-P 15	34	35	33	

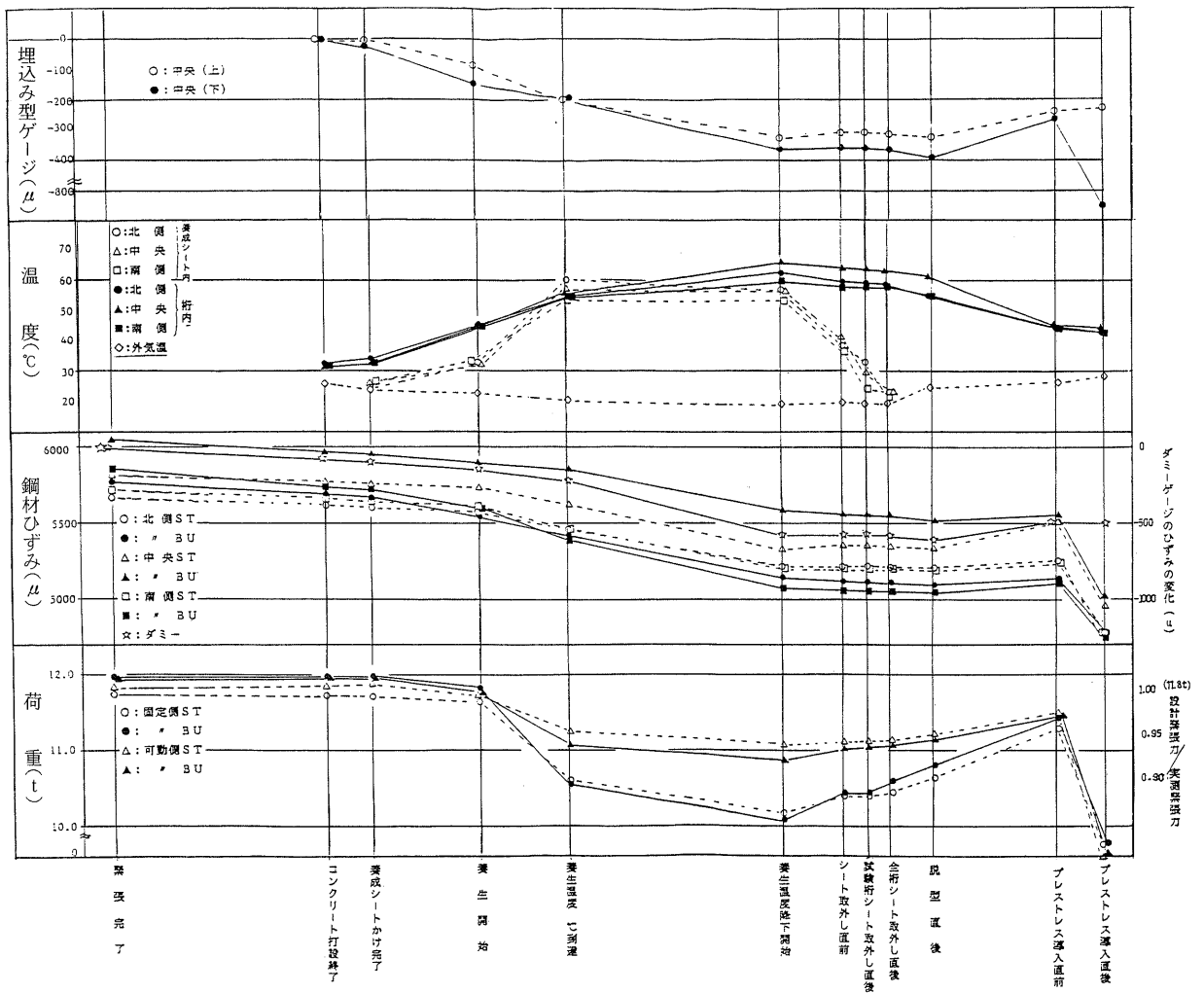


図-5 緊張完了時からプレストレス導入直後までの荷重, ひずみ, 温度の経時変化

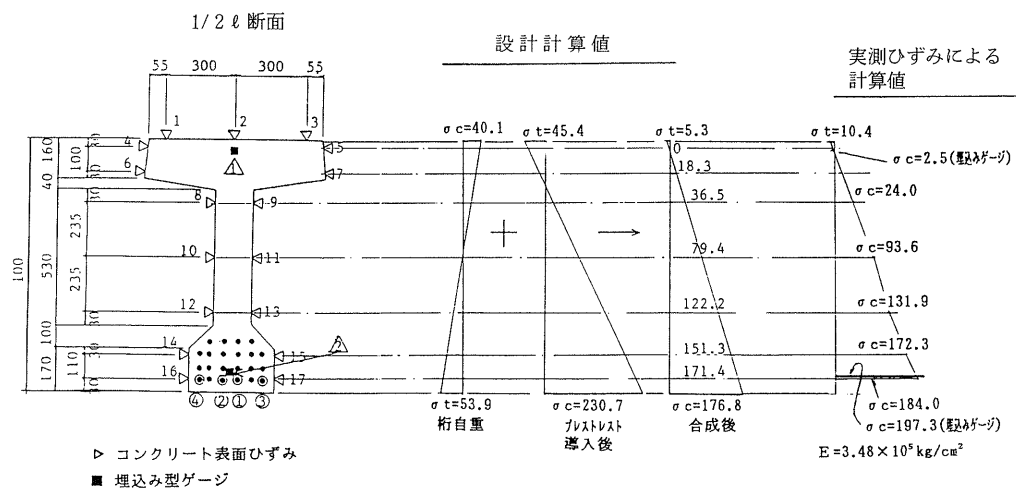


図-6 プレストレス導入後の曲げ応力度(中央断面)

ンジ下端まで上昇した後はほとんど変化がみられなかった。また、上フランジの上端ひずみは荷重 56 t の時点で約 1250×10^{-6} であった。試験結果では桁は所要の耐力を十分満足するものであった。

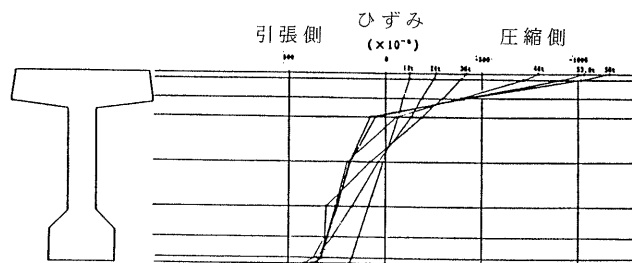


図-7 破壊荷重時までのひずみの変化状況

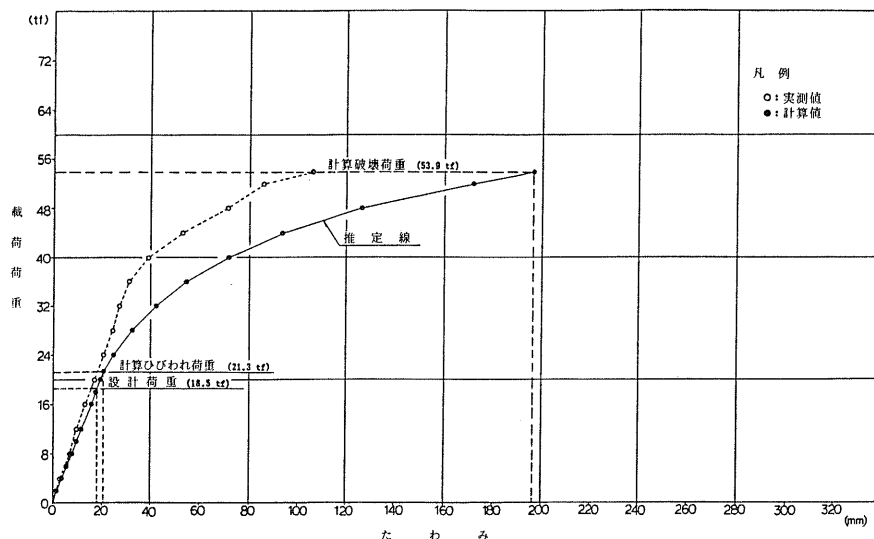


図-8 曲げ耐力試験における荷重-たわみ曲線



写真-3 破壊直後の桁全景

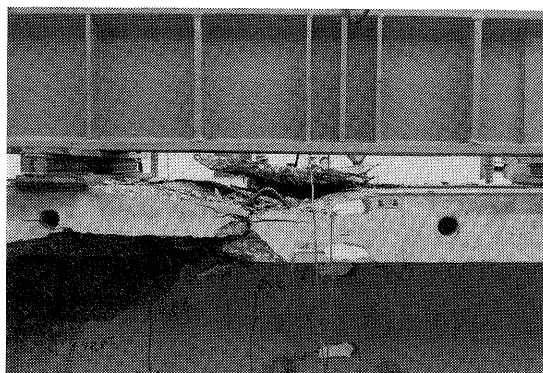


写真-4 上フランジの圧壊状況

5. あとがき

堺泉北有料道路のPC橋の工事は現在、その管理の最終的な成果まではまとまっていない。また、併せて行った種々の試験についても、ここにそのあらすじのみを報告したものであるが、詳細、その整理、分析にはさらに時間が必要である。現時点では一応の成果を得たものと思われる。今後、連結桁の構造をさらに調査すべく実橋での調査、連結桁の模型での試験が予定されている。これらの試験も含めてその成果が今後のPC桁製作、PC構造物に生かされるものと期待すると共に、本工事を機会として上記の各種試験を計画、実施するにあたりPC協会としても非常に積極的な姿勢で取り組んで戴いたことをここにお礼申し上げます。

押出し工法および大型移動支保工を用いたPC橋の施工

— 山陽自動車道切山橋 —

日本道路公団広島建設局構造技術課長 小 畑 陽 康

日本道路公団広島建設局徳山工事事務所構造工事長 山 本 昭 造

1. まえがき

プレストレストコンクリート橋が日本道路公団で施工されたのは、昭和35年 名神高速道路（京都南～茨木）が最初である。この時代の上部工形式はPC単純中空床版が主体であった。以来、約30年の間に3,000橋以上のPC橋が建設され、今日では長大径間の橋梁にPC橋を採用するケースが多く、又その上部工形式も多様化している。この背景には目ざましい電算機の発達で複雑な構造系も容易に計算が可能になったこと、片持ち張出し架設、大型移動支保工架設、押出し架設など施工技術革新が道路橋にPC橋を多く採用してきた理由の一つと考えられる。平成元年度現在、中国地方における建設中の高速道路347kmの中で約350橋の橋梁があり、内33%をPC橋が占めている。その形式をみると長大橋については連続ラーメン形式が数多く、又その施工には片持ち張出し架設が一般的に採用されている。そんな中で押し出し架設および大型移動支保工架設を採用したPC橋の施工について紹介する。

表－1 プレストレストコンクリート橋の施工例（平成元年10月現在）

道 路 名	橋 梁 名	所在地	上 部 工 形 式	橋長(m)	支 間 長 (m)	架設工法	備 考
山 陽 自 動 車 道	吉 井 川 橋	岡山県	PC(6+2) 径間連続ラーメン箱桁	751.0	(68.2+4@108+97.2) (2@75.4)	片 持 張 出 し	工事中
山 陽 自 動 車 道	神之内橋	山口県	PC 3 径間連続ラーメン箱桁	187.5	(74.85+77+34.35)	片 持 張 出 し	計画中
山 陽 自 動 車 道	夜市川橋	山口県	PC 5 径間連続ラーメン箱桁	391.0	(61.4+106.5+2@79+63.9)	片 持 張 出 し	工事中
山 陽 自 動 車 道	末武川橋	山口県	PC 2 径間連続ラーメン箱桁	125.0	(2@62)	片 持 張 出 し	工事中
山 陽 自 動 車 道	東 川 橋	山口県	PC 2 径間連続ラーメン箱桁	110.0	(60.9+48.4)	片 持 張 出 し	工事中
山 陽 自 動 車 道	富田川橋	山口県	PC(4+4+4+3+4)径間連続 ラーメン箱桁	933.0	(4@46)(45+73+76+49) (4@46)(3@46)(4@46)	片 持 張 出 し	完 成
山 陽 自 動 車 道	切 山 橋	山口県	PC(4+3+2)径間連続ラーメン 箱桁, PC 5 径間連続箱桁	559.0	(38.15+2@38.75+38.15)(39.4+40+39.4) (2@35.7)(44.2+3@41.6+40.9)	大型移動支保工 押出し	工事中
中国横断自動車道	白水川橋	鳥取県	PC 5 径間連続ラーメン箱桁	317.0	(45.1+3@75+45.1)	片 持 張 出 し	完 成
中国横断自動車道	俣野川橋	鳥取県	PC逆ランガー	164.5	(アーチスパン 119)	片 持 張 出 し	計画中
中国横断自動車道	美又川橋	島根県	PC 3 径間連続ラーメン箱桁	224.0	(61.3+100+61.3)	片 持 張 出 し	完 成
中国横断自動車道	都 川 川 橋	島根県	PC 3 径間連続ラーメン箱桁	287.0	(77.3+131+77.3)	片 持 張 出 し	工事中
中国横断自動車道	来 尾 川 橋	島根県	PC 5 径間連続ラーメン箱桁	433.0	(59.7+3@100+71.7)	片 持 張 出 し	工事中
中国横断自動車道	早水高架橋	島根県	PC 9 径間連続ラーメン箱桁	353.0	(26.4+7@41+38.4)	大型移動支保工	計画中
中国横断自動車道	市木高架橋	島根県	PC 2 径間連続ラーメン箱桁	156.0	(2@77.3)	片 持 張 出 し	計画中

2. 切山橋

山陽自動車道熊毛～徳山東インターチェンジのほぼ中央、徳山市の東方約10kmに位置する本橋は県道瀬越下松線、二級河川切山川、山陽新幹線を横過するPC橋である。

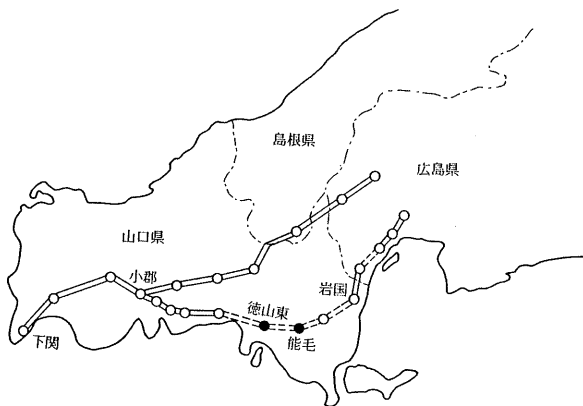


図-1 位置図

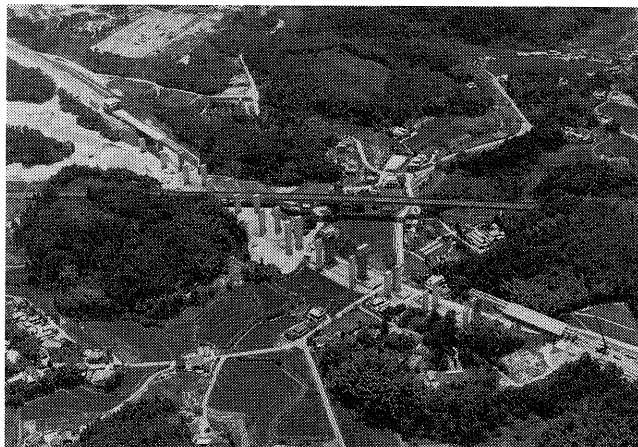


写真-全景

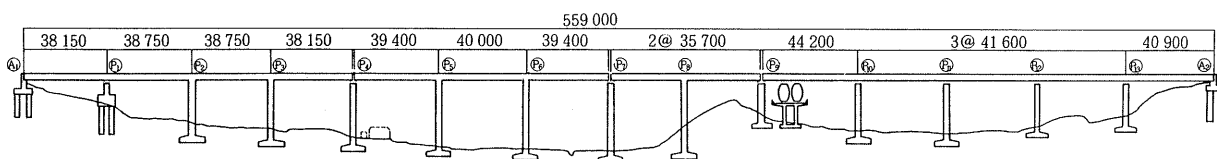


図-2 切山橋側面図

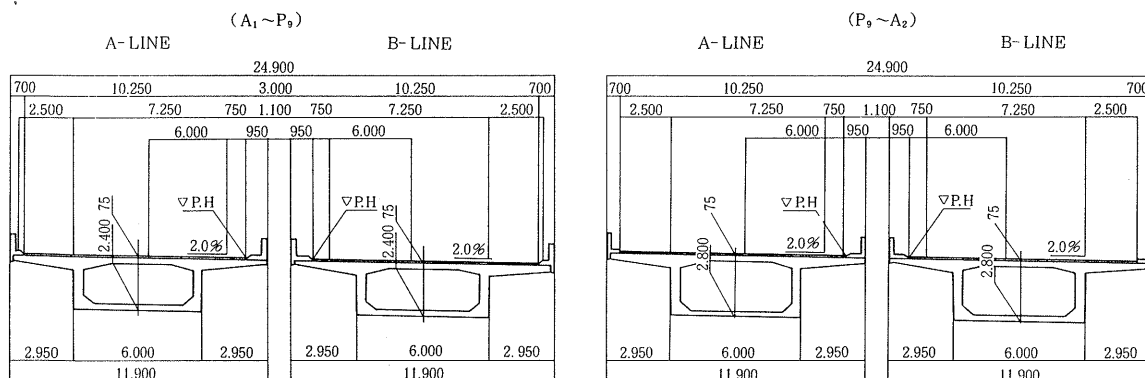


図-3 切山橋断面図

2.1 橋梁の概要

構造規格： 道路規格，1種2級A規格，設計速度 100km/時，最小曲線半径 2,000 m，最急縦断勾配 0.5%，横断勾配 2.0%。

上部工形式： PC 4 径間連続ラーメン箱桁，PC 3 径間連続ラーメン箱桁，PC 2 径間連続ラーメン箱桁，PC 5 径間連続箱桁。

橋長： 上り線 559.0 m，下り線 546.2 m。

支間長： 上り線(38.15+2@38.75+38.15 m)(39.4+40.0+39.4 m)(2@35.7 m)(44.2+3@41.6+40.9 m)，下り線(38.15+2@38.75+38.15 m)(39.4+40.0+39.4 m)(2@29.3 m)(44.2+3@41.6+40.9 m)。

2.2 形式選定

比較的平坦な地形のため，県道，河川，および新幹線を除けば支間割りに制約がないことから連続高架として計画

した。上部構造については、①近傍の住宅環境、②ほぼ同一高さ(約35 m)の橋脚が多く連続ラーメン化することで下部工費の節減が図れる。③支承、伸縮装置の付属物、塗装の塗り替など維持管理費の軽減、④橋梁と周辺地形との景観、などを考慮して連続形式のPC橋を採用している。

2.3 支間割り

山陽新幹線上の架設方法が最大の課題であり、A₂橋台から新幹線までは同じ施工法で考え支間約40 mの5径間連続とし、新幹線から起点側については河川、道路を考慮しながら支間を30～40 mとしている。

2.4 施工概要

A₂橋台から山陽新幹線までの架設は本橋と新幹線との桁下空間が十分確保できないことや新幹線上の架設作業期間を最小限にすることを考えて押し出し工法を採用している。それ以外のA₁橋台～P₉橋脚間は架設位置が地上から高く支間長が30～40 mであることから大型移動支保工による架設を計画した。

2.4.1 押し出し架設

主桁製作はA₂橋台後方に上屋設備を有する桁製作ヤード(図-4)を設け1ブロック(標準10.2 m)の桁を分割製作する。手延桁を取り付け第1ブロックを押し出した後、第2ブロックを打ち継ぎPC鋼材(12T 12.4)で既設ブロックと一体化しながら順次押し出す。押し出し完了後に手延桁を切り離し支承の据付けを行う。押し出し工法は桁下に何らかの制約がある場合に採用される架設工法であるが、その特色を述べると次のことが言える。①桁下空間に関係なく施工が可能である。

②主桁は製作ヤードで作り順次押し出す作業のため施工

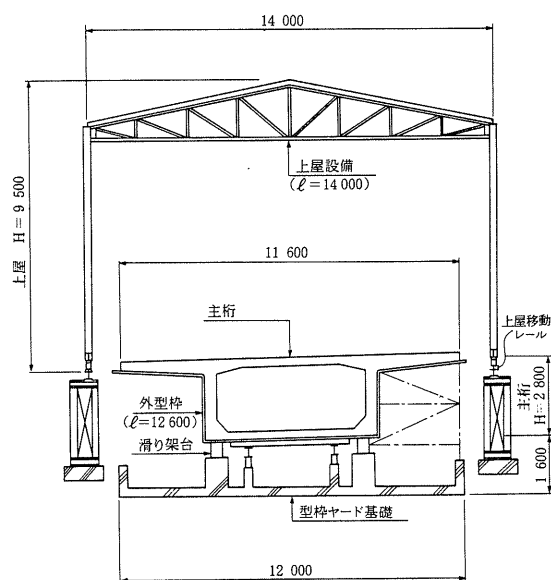


図-4 桁製作ヤード

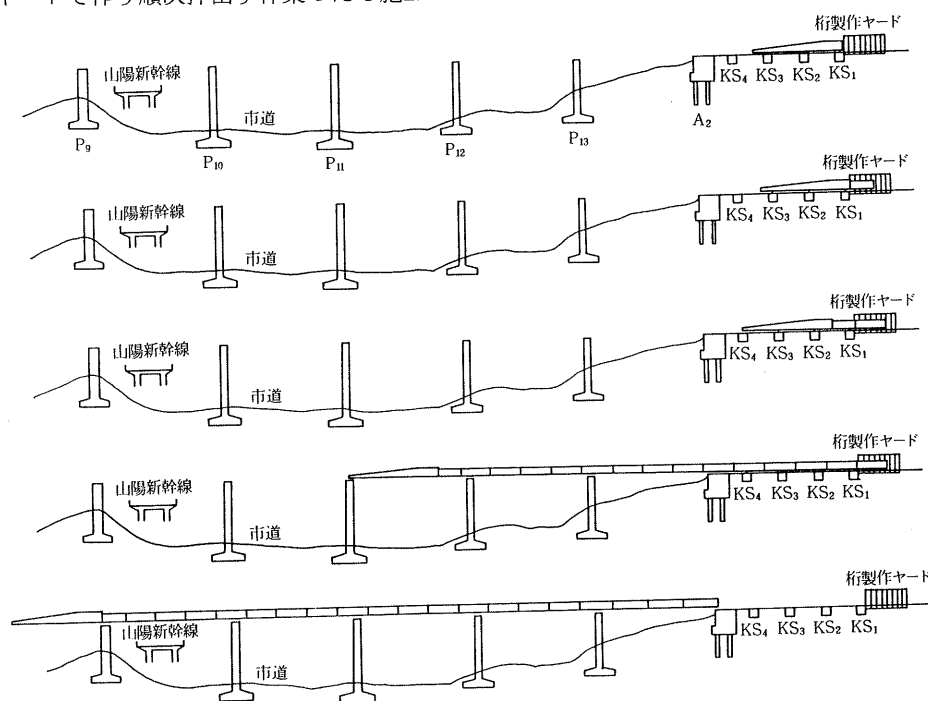


図-5 押し出し施工要領

管理が容易である。③桁架設中は橋面での作業がなく安全である。④製作ヤードに上屋を設けるため天候に関係なく作業が可能で確実な工程管理ができる。

(1) 手延桁

架設するコンクリート桁の先端部には、押し出し架設時、桁に生じる断面力低減のために鋼製手延桁を取り付ける。手延桁の長さは31mで、その構造は横梁とプレス材で剛結された2主鋼板桁構造となっている。手延桁の先端には、押し出し時のたわみ量を調整するために能力80tの油圧ジャッキを設けている。

(2) 押し出し装置

押し出し工法は大きく二つに分けられる。その一つは押し出し装置を主桁製作付近に設置し各橋脚天端に設けたすべり支承上を押し出す反力集中方式、もう一つは各橋脚に桁送り出し装置を設けて押し出す反力分散方式である。本工事では反力集中方式を採用している。押し出し装置は主として垂直水平ジャッキを使用するが、初回の押し出し時には引張棒方式を用いる。最終の山陽新幹線上の押し出しは作業時間を短縮させるため両者を併用して架設する。初回の押し出しは、A₂橋台にジャッキ反力台を設置し70t、ストローク200mmのセンターホールジャッキ2台で押し出す。新幹線上の施工は200t、ストローク50mmのセンターホールジャッキ2台と、200t、ストローク300mmの水平ジャッキおよび400t、ストローク750mm垂直ジャッキの組合せで行う。最大押し出し力は、すべり支承の摩擦抵抗、縦断勾配(昇り0.5%)を考慮すると主桁全自重の6%で約260tとなることからこの装置を使用する。又引張り棒にはφ32mmのゲビンデスタープを使用している。押し出し装置の作業手順を図-7に示す。

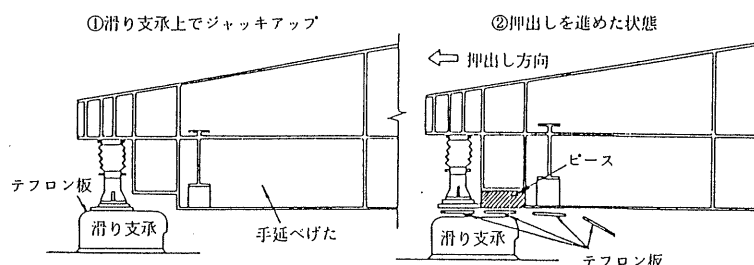


図-6 手延桁先端部

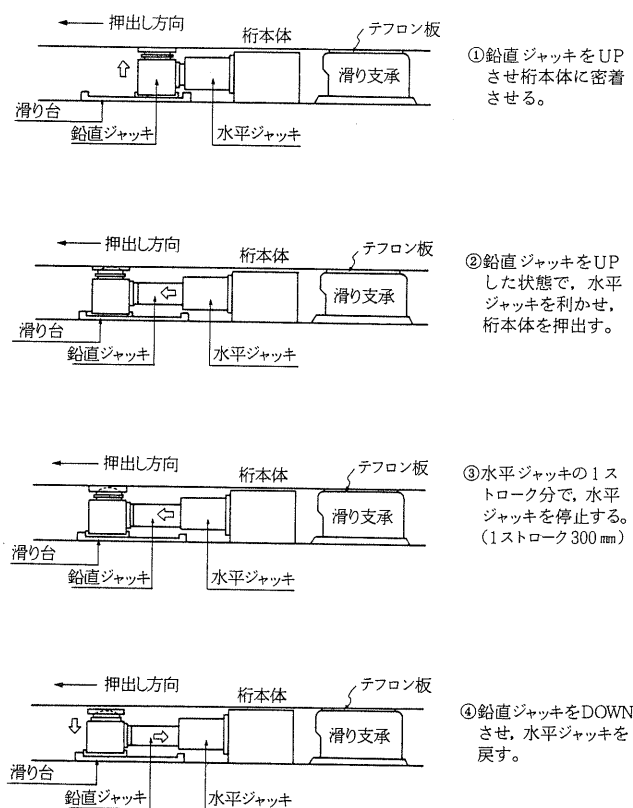


図-7 押し出し装置作業手順

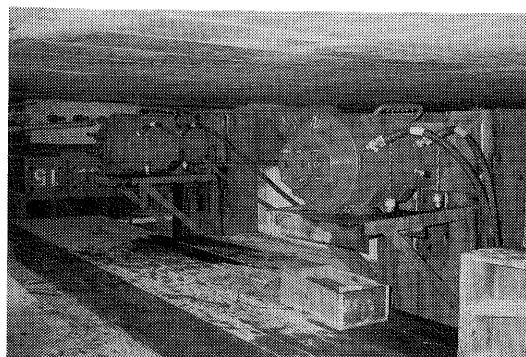


写真-1 引張棒方式

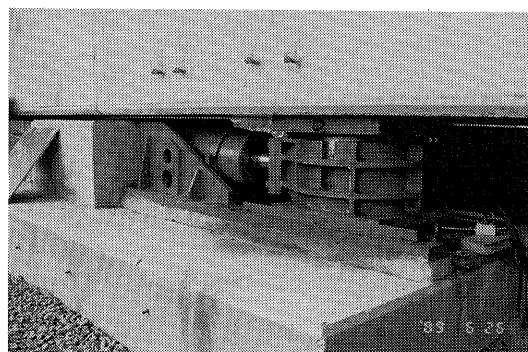


写真-2 垂直水平ジャッキ

(3) 架設用すべり支承

A₂橋台～P₉橋脚およびA₂橋台背面にはコンクリート製のすべり支承を設置する。すべり支承上面にはステンレス板を張り、桁の押し出し時は主桁ウェブ下面との間にテフロン板(15mm)とコンクリートの凹凸を吸収するベニヤ合板を挿入してステンレス板上を滑動させる。すべり支承は縦断勾配、横断勾配を考慮して縦断方向に0.5％、横断方向に2％勾配でセットしている。又横方向の移動制御装置は側面にステンレス板を張った鋼製ブラケットで、すべり支承本体にPC鋼棒(φ32mm)により固定している。

(4) 新幹線上の架設

山陽新幹線上の押し出し架設は3日間にわたり最終電車通過後、午後11時50分に機電停止を行い、翌朝午前5時50分までの6時間を利用して行った。初日の桁の押し出しは鉛直水平ジャッキにより6.6m/時の速さで行い、最終時はセンターホールジャッキで桁を引き出し架設を完了した。架設状況を写真-4に示す。

(5) 作業工程

本工事は平成元年2月から仮設工事に着手し製作台設備手延桁組立てを経て4月に第1ブロックの押し出し架設を開始した。10月20日現在で20ブロック全ての主桁を押し出している。又新幹線上は架設作業時間の短縮を図るため新幹線上に係る壁高欄、落下物防止柵などを予め施工している。押し出し架設の標準サイクルを表-2に示す。

2.4.2 大型移動支保工架設

移動支保工方式による架設方法は大きく分けてハンガータイプとサポートタイプに分けられる。ハンガータイプは荷重を支持する桁が構造物の上側に配置される構造で、サポートタイプは支持桁が構造物の下側に配置されるものである。本工事におけるA₁橋台～P₉橋脚間の移動支保工架設はP₉橋脚に支保工が移動するとき、手延桁が山陽新幹線の建築限界を侵すこと、橋脚と上部工が剛結のラーメン構造であることからハンガータイプの移動支保工を使用している。地上から高い位置に建設されるPC連続ラーメン形式の橋梁架設は、従来移動架設車を用いて施工する片持ち張出し工法が一般的となっている。大型移動支保工架設は中規模径間におけるPC橋の架設工法として採用されているが、片持ち張出し工法のもつ機動性と作業の省力化の二つの特色を最大限に発展させた工法と言える。本工事では下り車線のA₁橋台～P₉橋脚間を先に施工し、その後を上り車線を施工する。

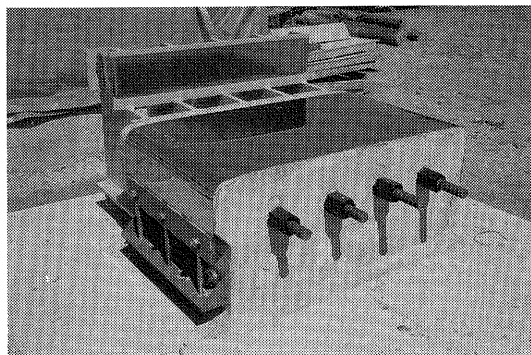


写真-3 すべり支承

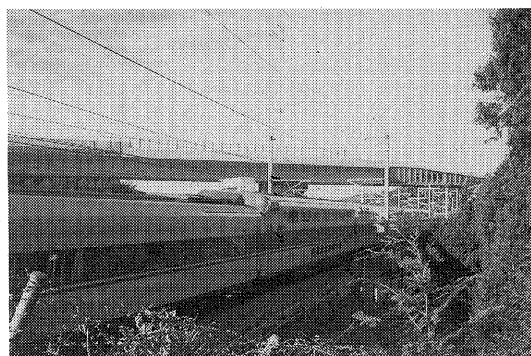


写真-4 新幹線上の架設

表-2 押し出し工法(1ブロック標準工程)

工種	日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9
縦締めPC鋼棒緊張										
押し出し工										
下床版、外型枠セット										
腹部下床版配筋										
主ケーブルスライス										
鉛直締め										
床版横締め										
縦締め										
内型枠										
上床版地覆配筋										
コンクリート打設										
コンクリート養生										



写真-5 大型移動支保工

(1) 移動支保工架設の特色

ハンガータイプの移動支保工はメインガーダーから張出た横梁にP C鋼棒を介して支保工を吊りながら三基の移動受台を操作して一径間の橋桁を一举に施工する工法である。吊支保工の移動、型枠設置、脱型枠などの作業はすべて電動油圧ジャッキで行う機構になっており、作業の省力化が図られている。特に等径間の橋梁における移動支保工施工は最大の能力を発揮できる。これは各径間とも全く同じ構造形式で、かつ同一断面形状にすることで各作業がサイクル化、パターン化できることにある。

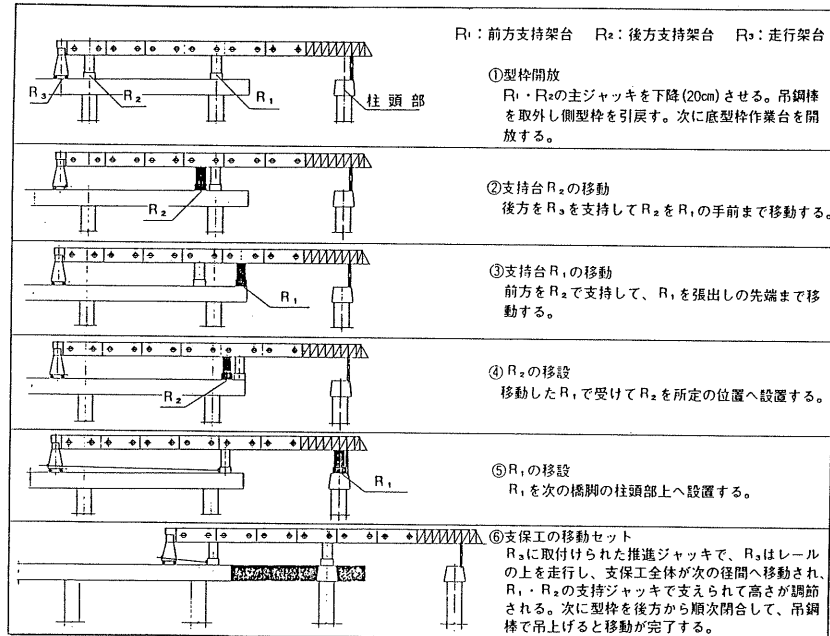


図-8 移動支保工作業手順

(2) 架設時の検討

移動支保工による分割施工では、支保工移動時に支保工反力を主桁が支持するため主桁に生じる曲げ応力度が許容値を超過する場合がある。特にR₁支持台を前方へ送るためR₂支持台で支保工反力を受けるとき主桁下縁に最大 -46 kg/cm^2 の引張り応力が生じる。これに対しては下床版上側にアウトケーブル(ゲビンデスターブ $\phi 32 \text{ mm}$)を配置し対処している。

(3) 支保工のたわみ

移動支保工は、メインガーダーから吊り鋼棒を介して型枠を吊り下げる構造のため、支保工のたわみ量としてはメインガーダーの弾性たわみと吊り鋼棒の伸びを加えた量となる。コンクリート打設時の支保工のたわみ量は最大で69 mmとなる。又コンクリート打設時の移動受台は図-9の状態でありR₂受台からコンクリート打ち継目まで3~4mの距離があるため、メインガーダーのたわみにより打ち継目部で15mm程度のたわみが生じる。このたわみによるコンクリートの目違いを防ぐため次のようにしている。①既設コンクリート部に重なる型枠はメインガーダーから吊らず既設コンクリートにP C鋼棒で固定する。②打ち継目に隣接する型枠を予め5 mm程度吊り鋼棒で高くセットする。

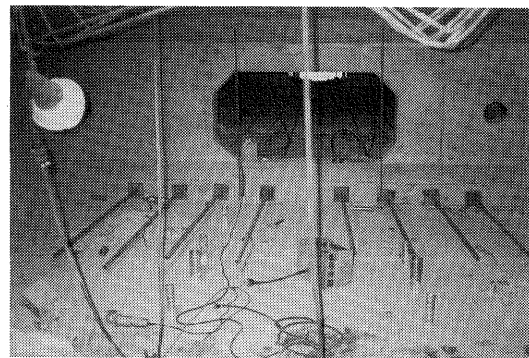


写真-6 アウトケーブル

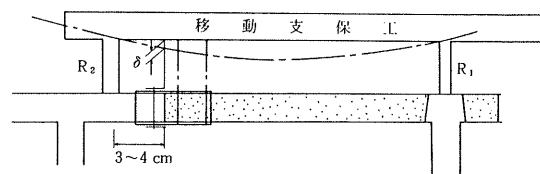


図-9 打ち継目対策

(4) 作業工程

本工事では支間割りが30～40mと等径間でないことから最大支間の型枠を製作し、これを各支間に合わせ妻枠の調整をしながら架設を行うため2日程標準工程より長くなる。移動支保工架設の標準工程を表－3に示す。

表－3 大型移動支保工標準工程

工 種	日 数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
支保工移動据付工																					
外型枠開閉セット																					
鉄 筋 組 立 工																					
PCケーブル組立工																					
内型枠組立セット																					
コンクリート打設工																					
養 生 工																					
緊 張 工																					

3. あとがき

押し出し工法および大型移動支保工架設の施工について述べたが、日本道路公団広島建設局では今後、本橋以外に同架設工法による橋梁が、それぞれ1橋あり現在施工あるいは設計中である。これからの施工実績も踏まえて、今後これらの工法がより経済的で安全な工法となるよう検討するとともに全天候性の特色をいかして橋梁計画の中に反映させていきたいと考えている。本橋は平成2年の秋完成を目途に工事を進めているが、この施工が今後同じ架設工法の参考となれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 名神高速道路建設誌，日本道路公団
- 2) 平澤匡穂 他2名，TL押し出し工法によるPC上部工の設計施工，日本道路公団技術情報第88号
- 3) 桜庭 晃 他3名，PC押し出し工法による「古懸橋」の設計・施工，橋梁 Vol.16，No.1
- 4) 加藤健二 他1名，東関東自動車道米町高架橋移動吊支保工の設計施工，橋梁 Vol.18，No.4

近頃話題のPC構造物

九州工業大学教授・工学部設計生産工学科建設工学教室 渡 辺 明

序

近年のPC技術の進歩には目を瞠るものがあるが、中でも数あるPC橋のうち、九州における三橋が栄ある学・協会賞を受賞したことは喜ばしい限りである。

本稿ではそれらの橋（呼子大橋、中谷川橋、汐見川橋梁）を取上げてその概要を示し、併せて、旧作ながらその真価を再発掘したいバイプレ方式の川端橋側道橋と、完成すればプレキャストブロック張出し架設工法による最大規模となる池間大橋について報告する。

I. 呼子大橋

昭和63年度PC技術協会賞（作品部門）	}	受賞
“ 土木学会田中賞		
“ 農業土木学会上野賞		

1. まえがき

本橋は佐賀県西北部の玄海灘に面した東松浦半島の北端、呼子町殿の浦と離島加部島を結ぶ海上の道路橋である。これまで海上輸送に頼っていた加部島地区の交通輸送の効率化、円滑化を図るとともに、安定的な農業用水の確保を目的としたパイプラインを併設するために、農林水産省の補助事業である農免農道事業として佐賀県が計画したもので、立地条件と船舶航行の安全、周辺漁業への影響、文化財の保護などの制約条件も考慮して、主橋部に最大スパン250 mの橋梁を計画することとなった。

この主橋部の橋梁形式については、経済性、耐震性、耐風安定性、施工性、維持管理など総合的な検討を経て、長大スパンでかつ桁下空間を広くとることができ、さらに美観的にも非常に優れた3径間連続PC斜張橋が選定された。

このように大規模な本格的PC斜張橋の建設であり、地震や台風のことなどを考えると数多くの解決すべき課題があるため、計画と設計に際して、加部島架橋技術検討委員会が設置された。そこで架橋ルートを選定、スパン割などのほか、構造形式の選定、設計条件の検討、耐震性、耐風安定性に対する照査など広範囲にわたる基本的な検討がなされ詳細設計が実施された。

2. 工事の概要

発注者：佐賀県農林部

設計：新構造技術㈱

施工：鹿島建設・松尾建設・岸本組共同企業体

構造形式：3径間連続PC斜張橋（サスペンデッドタイプ）

橋格：第3種4級（2等橋，TL-14）

橋長：494.25 m

支間割：121.0 m + 250.0 m + 121.0 m

幅員：全幅10.9 m（車道5.5 m，歩道2.0 m）

本橋の一般図を図一 1 に示す。

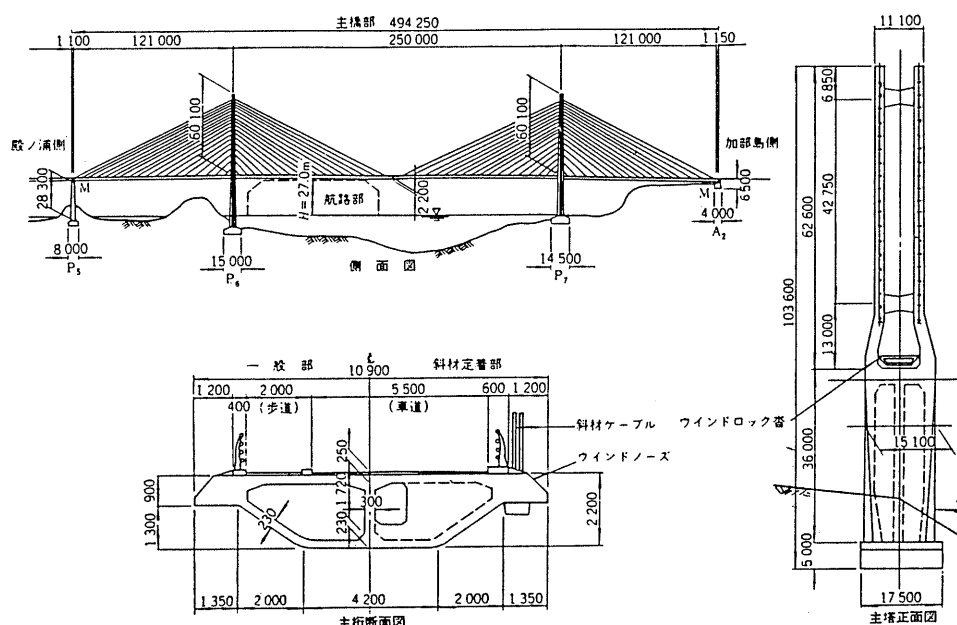


図-1 呼子大橋の一般図

斜材ケーブルには、ポリエチレンで被覆されたプレハブ P C 鋼より線ケーブル (SEEE 工法 F-PH 型) を用いている。

3. 施工概要

本橋の施工は、図-2に示すような順序で行った。基本的には、フォールバウワーゲンによる張出し(カンチレバー)

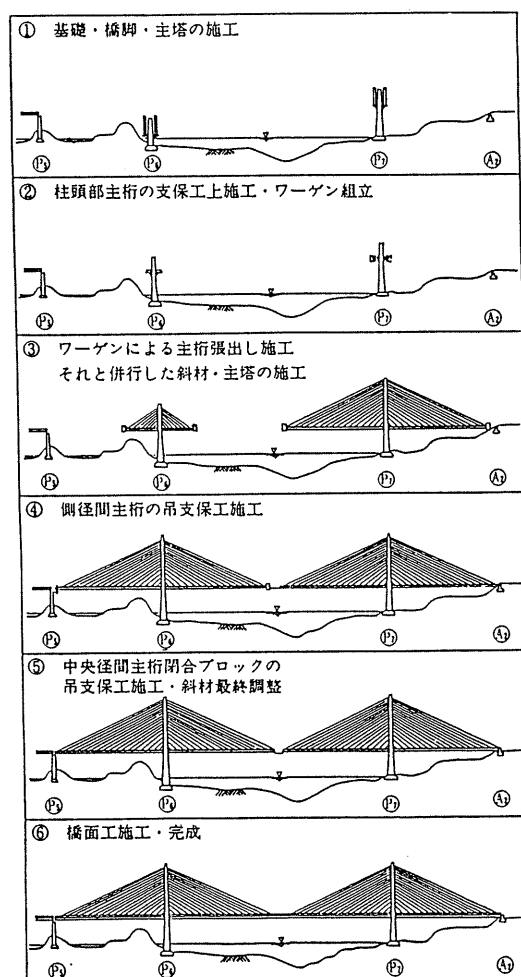


圖-2 施工順序

架設工法で主桁を施工し、それと併行して主塔・斜材も施工することとし、標準サイクルは、主桁左右各2ブロック施工と塔1ブロック施工および斜材左右各1段のケーブル架設からなり、実働18日程度であった。

(1) 主桁工

PC桁橋の張出し施工と同様に橋脚頂部に鋼製ブラケットによる支保工を組み立て、両側に2台のフォルバウワージェンの組立が可能な主桁主塔部を施工した。

本橋の場合、完成系では主桁主塔部において鉛直方向無支承のサスペンデッドタイプとなるが、架設中の構造については、耐風安定性を向上させ、変形量を小さくし、高品質高精度の施工を容易にするため、仮締め剛結構造を採用した。

主桁主塔部上に、フォルバウワージェンを2台組み立てた後、サイクル工程に従って左右対称に張出し部（施工ブロック長3.5mおよび4.0m）の施工を行い、コンクリート打設も左右同日打設とした。なお、コンクリートは、ポンプ車による配管打設とした。

張出し部の施工後、側径間の閉合（ブロック長3.5m）および中央径間の閉合（ブロック長6.0m）を行い、さらに、中央径間連続ケーブルの緊張、仮固定撤去、斜材の最終緊張を行った。

(2) 主塔工

主塔は、リフト高さ2.5～3.75mで22ロットに分割し、足場は斜材引き込みや緊張のための足場としても兼用する必要があり、総足場として施工した。

主塔の場合、高い鉛直精度が必要であり、かつ、斜用材アンカープレートを正確に据え付けることが必要であるため、鉄骨を主塔内に配置した。鉄骨は、現場内の鉄骨組立架台上で精度よく地組し、さらにアンカープレートに有する斜材用さや管を取り付けた後、タワークレーンで吊り上げ既設鉄骨上に接続し固定した斜材用さや管は、主塔上において微調整を行い所定の座標位置にセットした。

(3) 斜材工

斜材ケーブルは工場で所定の長さに切断加工され防錆処理されたプレハブケーブルであるため、一括引上げ工法を採用した。

斜材の緊張は、施工中および完成後の斜材張力、主桁応力度を許容値以下に抑えるため、1斜材につき1次緊張、2次緊張、最終緊張と3回行う必要があり、張出し時には、最外縁斜材の1次緊張（約100tf/1ケーブルの緊張）とすぐ内側の斜材の2次緊張（約30tf/1ケーブルのゆるめ緊張）を行った。また、1斜材4ケーブルで主塔の両側を考えると8ケーブルになるので、この8ケーブルを4ケーブルずつ2組に分け、ジャッキ4台を用いて、主塔・主桁にねじりモーメントが作用しないように左右対称に2回に分けて緊張した。そのため、緊張順序に応じた詳細な緊張力を算定し、これをもとに緊張を行った。

緊張位置は、作業性、安全性、作業管理上から本橋では主塔側とし、緊張管理は、圧力管理が主となるため、精度0.5%級のマノメーターを使用して行った。

4. 施工管理

PC斜張橋の施工にあたっては、材料の品質管理は勿論のこと、たわみ管理とこれに伴う斜材張力、各部応力管理が重要である。特に張出し架設で施工する場合、既に施工された部分に誤差があるとき一般の桁橋ではこの誤差を小さくすることは難しいが、斜張橋では斜材張力調整によりある程度可能であり、これらを管理する意義は大きい。

本橋では、これらの管理を合理的に進めるため、まず上部工施工に着手する前に、誤差要因に対する事前検討（影響解析）が行われ、管理にとって重要となる要因が抽出された。さらに、管理精度を高めるため、弾性係数等の実際の材料定数の測定、温度条件等が精査された。

また、施工中には、種々の測定が実施されるとともに、本斜張橋が高次の不静定構造で構造解析、データの分析整理が膨大で複雑なこと、並びに測定及び管理の項目、頻度が多く情報処理量が多いことなどの見地から現場にマイクロコンピュータが設置され、これを利用したたわみ管理、張力管理、応力管理などが実施された。

図-3に本橋で行われている施工管理の概略のフローを示す。このシステムでは、たわみ形状、温度、張力、応力、その他所要な測定を行い、その結果は、大型コンピュータにより事前に計算された施工計画値と比較・分析された。さらに、各施工段階の形状や応力・張力状態を考慮した最適な上越し量や斜材調整量を求めた。

各施工段階でむやみに調整を行うのは必ずしも得策ではないとの立場から、本橋では事前検討の結果から管理上のチェックポイントとして主桁の張出し施工中に4回(25%、50%、75%及び100%張出し時)及び最終斜材調整時に1回が設定され、これらを点検時と名付けた。

これ以外では想定した誤差から余程の誤差が生じない限りは斜材調整は行わないという方針で行われ、マクロ的なバランスを保つ努力が払われている。管理項目としては、誤差の累積を小さくする観点から以下の項目が設定された。

- (i) 主桁天端高さ
- (ii) 主桁たわみ変動
- (iii) 斜材張力変動
- (iv) 主桁部材厚さ、全幅、全高

以上のように、測定、解析、施工という管理のサイクルを回し、常に完成時のあるべき姿を想定した管理がなされた結果、各点検時に若干の斜材張力調整を行ったのみで、たわみについては $\pm 25\text{ mm}$ 程度、張力については $\pm 20\text{ t/4}$ 本程度の範囲に収まっており、良好な精度で施工された。特にたわみ差は、対スパン比で $1/10000$ であり、驚異的な精度であった。図-4に出来形形状を示す。

なお、本橋は耐風耐震性についても種々な観点から検討され、高い安全性が確認された。

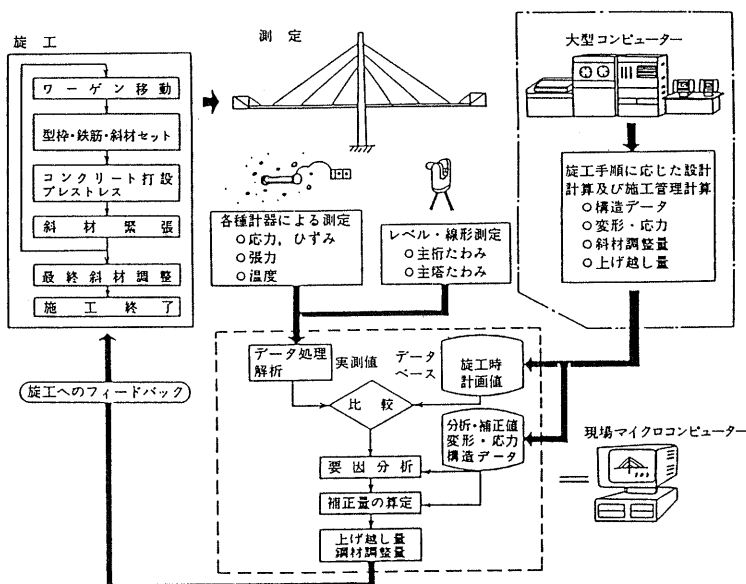


図-3 P C斜張橋の施工管理システムの概要

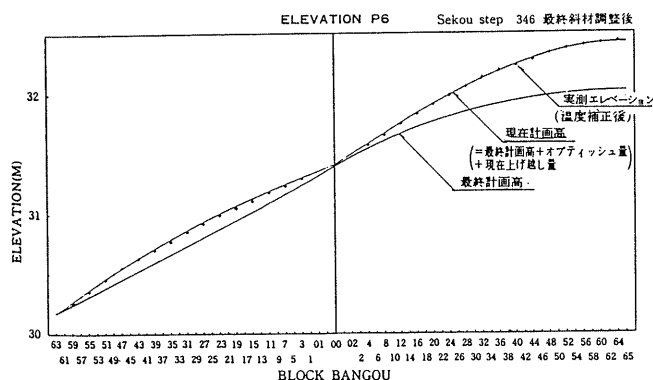


図-4 出来形形状

II. 中谷川橋

昭和63年度P C技術協会賞(作品部門)受賞

1. まえがき

中谷川橋は九州縦貫自動車道の八代インターチェンジより約7 km に位置する坂本村に架設される逆ランガー形式のアーチ橋である。架設地点は、球磨川の支流である中谷川が作り出す急峻なV字溪谷であり、橋梁形式の選定に当たり経済性、施工性が比較検討された結果、近接した国道219号線及びJ R肥薩線からの景観にも優れる本形式が採用された(図-5)。

アーチクラウン部でアーチリブと補剛桁が一体となった構造を有しており本橋の特徴の一つとなっている。

中央径間の架設は補剛桁、アーチリブを特殊ワゲンで順次施工し、斜吊り材、鉛直材を構築してトラスを形成しながら張り出していくカンチレバー工法で行った。

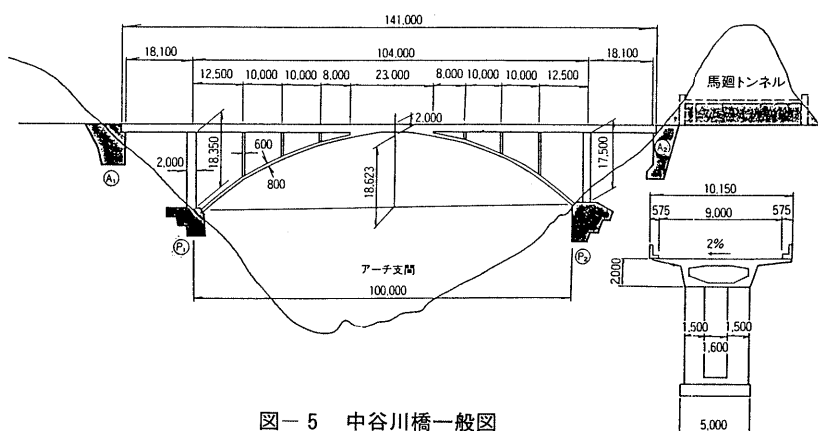


図-5 中谷川橋一般図

2. 工事概要

工事場所：熊本県八代郡坂本村大字中谷地内

発注者：日本道路公団福岡建設局八代工事事務所

設計：住友建設㈱・新日本コンクリート㈱

施工：同上

構造形式：P C補剛桁を有する逆ランガー型式R Cアーチ橋

道路規格：第1種3級

橋長及び支間：141 m (18.1 m + 104.0 m + 18.1 m)

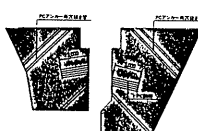
アーチ支間：100.0 m

有効幅員：9.0 m

横断勾配：2 %

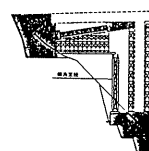
縦断勾配：2.95 ~ 1.0472 %

①橋台埋設物の施工



- 埋設物
●PCアンカー用穴抜き管
●バックステイ用P C鋼棒

③エンドポスト・支保工の施工



- (I)エンドポスト(4分割)施行、
支保工組立
(II)バックステイプレキャスト
ブロック架設

3. 施工

(1) 概要

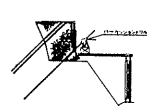
図-6 に従って概要を述べる。

① 橋台埋設物の施工

アバットに配置されるP Cアンカー(SEE-F160)の穴抜きとして鋼管(φ125)を埋設した。アンカー削孔に支障が生じないように鋼管の継ぎ足し溶接には真っ直ぐになるように十分な注意を払った。また同時にアバットに埋め込まれるバックステイ鋼棒(SBPR95/120, φ32)の固定も行った。P C鋼棒の背面には割裂に対して多量の鉄筋(D19ctc110)が立体に配置されるためコンクリート打設時にはコンクリートの締め固め状況を確認した。

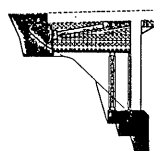
② P Cアンカーの施工

②PCアンカーの施工



- (I)①により予めあけられた
穴を利用して岩盤に削孔
を行う
(II)アンカー(SEE-F-160)
を挿入する
(III)定着部をグラウトする
(IV)緊張を行う

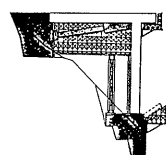
④柱頭部支保工



- (I)柱頭部支保工、
エンドポスト足場解体(一部)
(II)バックステイ現場打設、
支保工組立、コンクリート打設。
(III)側径間、支保工組立。

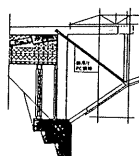
(a)

⑤側径間・柱頭部施工(スプリング)



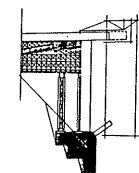
- (I)側径間施工(2分割)
(II)スプリング施工

⑦アーチ施工・鉛直材施工



- (I)アーチリブ打設、斜吊鋼
棒架設(1次緊張)
(II)鉛直材打設(2次緊張)
(III)補剛桁3ブロック打設(3次緊張)

⑧ワゲン組立・補剛桁施工



- (I)補剛桁1.2ブロック打設

⑨中央連結・橋面工施工



- (I)中央連結部吊支保工施工。
(II)バックステイ緊張解放ブロック
撤去。斜吊鋼棒緊張解放撤去。
(III)橋面工施工

(b)

図-6

削孔機械の作業構台として側径間支保工のうち四角支柱、H鋼によるステーシングを先行施工した。削孔はパーカッションドリルを使用した。

③ エンドポストの施工

1 リフトの高さは4.5 mとし4分割施工で行った。水平打ち継ぎ目にはコンクリート遅延材を散布し、翌日にウォータージェットによりレイタンス処理を行った。

バックステイはカンチレバー施工中の転倒力を基礎構造物（橋台）に伝える役割をはたす部材である。架設時の変位管理が容易であるPC構造とした。コンクリートの施工は、本設部材ではないため、桁連結後は撤去する必要があるため、そのため、プレキャスト化する方法を用いた。両端部の接合部には場所打ち部を設けた。

④ 柱頭部支保工の施工

側径間、柱頭部は同時施工とするため支保工は側径間については枠組み支保工、柱頭部についてはブラケット支保工とした。側径間はバックステイの架設後に組み立てた。

⑤ 側径間、柱頭部、エンドポストの施工

補剛桁は2分割施工とした。打ち継ぎ目は上床版とウェブ近傍とし、スターラップかぶせ筋に支障のない位置とした。スプリングの支保工は、アーチアバットからブラケット支保工とし、打設長は4 mとした。

⑥ ワーゲンの組立

ワーゲンの組立は2回に分けて行った。ワーゲンのアーチリブ施工部分は、第一ブロック施工時にアーチアバットと接するため、第二ブロック施工後に残りのアーチリブ支保工部の組立を行った。荷揚げ設備としては4.5 t ケーブルクレーンを用いた。

⑦ アーチリブ、鉛直材の施工

アーチリブの施工はワーゲン支保工により行い、斜吊り材架設後、1次緊張を行い鉛直材の施工をする。その後、2回目の緊張を行う。鉛直材の1リフトは4.5 mとした。

⑧ 中央連結

閉合は吊り支保工により行った。ワーゲン部材を転用して施工を行った。

(2) 張り出し施工

張り出し施工部は大型特殊ワーゲンで施工を行うが、その施工の標準ステップは図-7に示すとおりである。

補剛桁とアーチリブそれぞれのコンクリート荷重を大型特殊ワーゲンで受け持たせ、順次張り出し施工を行うためワーゲンの構造は通常の大型ワーゲンをベースにアーチリブ荷重に対して補強を行い、前方ジャッキで支える構造とした。

中央ジャッキを支点にアーチリブ荷重を受け持つ場合、後方トラス材が許容値を上回るため、前方ジャッキに支点を移し変える。中央ジャッキに反力がかかった状態から前方ジャッキを突き所定の反力をマノメーターで確認し、ワーゲン梁材が直線になる位置でセットを行った。

主体トラスの組立は4.5 t 吊りケーブルクレーンで行い、アーチリブ用受け梁等の組立は補剛桁を1ブロック製作した後行う。補剛桁施工が先行するため下方の横梁は先行組立を行い、スプリング部のブラケット支保工上にあずけておいて組み立てた後、立て梁を吊り込み完成させた。

施工が進行するに伴いアーチリブ型枠の引き上げを必要とする。第一アーチから第二アーチまでに要する量は8 m 程度となり、ワーゲン

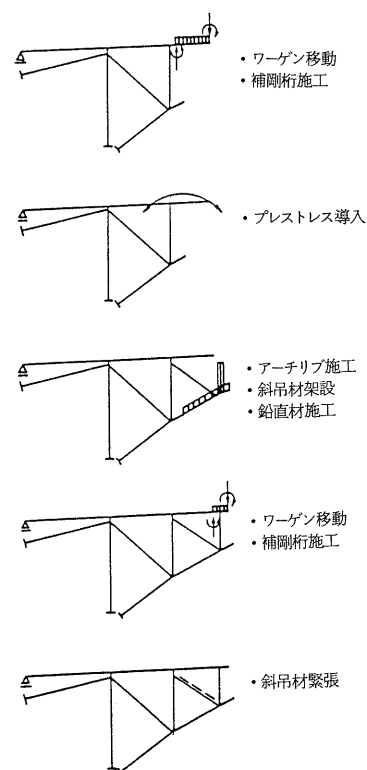


図-7 標準施工ステップ

横梁4個所に設けた100tセンターホールジャッキによる引き上げを行った。ジャッキストロークは25cm程度であり、1サイクルに要する時間が10分程度かかるため、引き上げ作業は補剛桁施工中にある程度進行させておき工期の短縮を図った。

(3) アーチリブの施工

a) スプリンキング

アーチリブのワーゲン施工に先立ちスプリンキングの支保工施工を行った。支保工はアバットにブラケット支保工を取付けビティ枠にて斜部の構築を行い、コンクリート打設時の水平力はホームコネクターでもたせた。

b) ワーゲン施工部

押え型枠は通常の型枠では表面アバタの発生が懸念されるため、合板材にRC型枠クロス（前田工織：シルクホーム）を張り付けた繊維型枠を使用した。先端部の角度調整は馬枠を敷き微調整はキャンバーによった。コンクリート打設は押え型枠に設けた25cm程度の開口部より行った。締め固めはフレキシブルバイブレーターと型枠振動バイブレーターを併用した。コンクリートは補剛桁と同様流動化コンクリートを使用した。

(4) 計測施工

張り出し施工中の重要な架設物であるバックステイ、PCアンカーの張力、橋台の変位及び橋体のひずみ、等を把握するため、各部に測定計器を取付け測定を実施した。なお、計器はすべてパソコンに接続し能率的なデータ処理を行った。

(PCアンカーの張力)

PCアンカーの張力は、確認試験によって導入力を管理したが、橋体施工中の張力の経時変化を把握し、管理するために200tロードセルを取付けた。アンカー張力の管理値は設計張力の90tを採用した。設計上はケーブルのリラクセーション、地山の変形及び定着部モルタルのクリープ等による張力低下を考慮しているが、管理上は基岩のクリープ破壊がもっとも懸念された。施工中の張力は管理値を下回ることではなく、一定値を保った。

(斜材の張力)

斜吊り材張力は、補剛桁の応力に与える影響が大きいので、張力誤差の設定は補剛桁応力度に着目して行った。斜吊り材の許容値はそれぞれの値を持つことになり、その管理値は±8～14%と比較的大きなものとなったが、測定値は設計値とほぼ良く一致しており、5%平均となっている。

(アバットの変位)

A1、A2両アバット及びP1、P2アーチアバットには変位を測定するため、傾斜計及び沈下計を取付け測定を行った。アバット、アーチアバットとも張り出し施工が進行するに伴い沈下傾向にあったが、回転と合わせても3mm程度であり、設計で見込んだ5mmを下回っており、下部工施工時に心配された沈下は比較的小さかった。

III. 汐見川橋梁

昭和63年度PC技術協会賞（技術開発部門）	} 受賞
〃 斎藤記念PC技術研究奨励基金	

1. まえがき

わが国における人工軽量骨材は、昭和30年代後半から本格的に使用されるようになり、当初はコンクリートの最大の欠点の一つである過大な自重を大幅に軽減し、しかも高強度を確保できるという新技術として大いに歓迎された。

しかしながら、軽量コンクリートは骨材の吸水特性からポンプ施工が難しく、省力化施工になじまないこと、経年変化の技術的資料も乏しいこと、などの理由からその使用実績は著しく低下し、一時は軽量骨材の生産量は全骨材生産量の3%までにもなった。近年、各種技術の研究が進み、流動化コンクリート技術やポンプ施工技術の発達により、軽量コンクリートのポンプ施工の実績が次第に積み、高層建築等への利用を主体にその需要は伸びはじめている。

今日では軽量骨材の生産量は80～85万m³程度あり、全骨材生産量の5%程度となっている。分野別にみると建築

が98%, 土木が2%となっている。

最近の鉄道橋では昭和59年の東北新幹線、昭和62年の大阪片町線等に軽量コンクリートが使用されている。従来、旧国鉄においては凍結等への配慮から軽量コンクリートの配合は粗骨材の容積の1/2ずつ人工軽量骨材と天然骨材を混合した配合を行ってきた。また、PC鋼材定着部近傍のように大きな局部応力を受ける部分には天然骨材を用いた普通コンクリートが用いられたり、軽量コンクリートと普通コンクリートが同一構造物に併用されるものであった。今回供用された日豊本線汐見川橋梁は、細・粗骨材ともに軽量骨材を使用しており、PC鋼材定着部近傍も軽量コンクリートを使用している。

2. 計画

旧汐見川橋梁は大正10年に12連の鋼橋として完成されたが、昭和61年に塩見川河川改修計画にともなって大スパン橋梁に架け替えることになったものである。

橋梁形式、桁架設方法、コンクリート材料等はつぎのような諸条件を考慮し、軽量コンクリートを使用した4径間連続PC下路桁橋として、押し出し工法(写真-1)で架設を行うことにした。

- (1) 河川の計画高水位とレールレベルとの間が1.98 mと狭いため桁高が制限されている。
- (2) 橋梁の近傍に跨線道路橋および駅があるためレールレベルがおさえられている。
- (3) 橋梁の近くに団地、アパート、開発された宅地等があり、騒音、振動等に対する環境上の配慮が必要である。
- (4) 通年施工を行って工期の短縮を図る。
- (5) 橋梁の耐久性の向上を図り、かつ経済性の追求を行う。
- (6) 施工時期は架設時期がほぼ4箇月におよぶことから、洪水期に左右されないような架設方法を考える。

また、景観設計にも配慮し、従来の重々しい印象を与えていた鉄道橋のイメージから脱皮し、軽快な印象を与えるように上下部構造の形状を工夫している。経済性の追求に関しては、軽量コンクリート(単位容積重量 1.85 t/m^3)と普通コンクリート(同 2.5 t/m^3)を橋桁に使用した場合の全体工事費を比較検討して行った。その結果、橋桁の軽量化は架設時の鋼材量の低減、基礎工(場所打ち杭)材料の減少等の経済効果をもたらし、全体工事費が3%程度経済的となった。

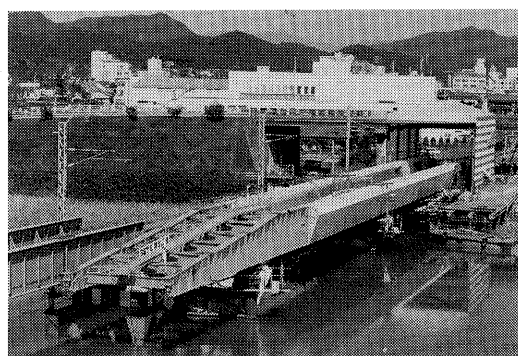


写真-1 PC下路桁の押し出し架設状況

3. 工事概要

発注者：九州旅客鉄道㈱、宮崎県
設計：九州旅客鉄道㈱、八千代エンジニアリング㈱
施工：富士ピー・エス・コンクリート㈱
構造形式：4径間連続PC下路橋(KS-16)
橋長及び支間：132.0 m (31.0 m ± 2 @ 35.0 m + 31.0 m)
橋梁一般図を図-8に示す。

(1) 主桁の設計

軽量コンクリートは普通コンクリートに比較して力学特性がやや劣ることから、設計強度を普通コンクリートの70%とした。プレストレス導入には、架設時1次緊張PC鋼棒として $\phi 32$ 、 $\phi 26$ (SBPR 95/110)を使用し、完成構造系において2次緊張PC鋼材としてPC鋼より線12 T 12.7 (SWPR 7 B)を使用した。なお、桁幅は上幅7.00 m、

下幅5.75 mである。

(2) P C鋼材定着部の補強
軽量コンクリートを用いた
P C桁の緊張材定着部背面の
補強方法を明らかにするため、
定着部をモデル化した供試体
を用いて強度試験、F E M解
析等を行った。

試験結果から、P C鋼材定
着部の支圧強度は普通コンク
リートと同様な補強では低下
するが、適度な補強を行えば
ひび割れが生じても支圧に対
する耐力を有することがわか
った。

本橋梁では、海岸に近い環
境条件であることから、ひび
割れに対する安全度を大きく

するため支圧を直接受ける面積を増加させ、支圧板の面積を既製の定着支圧板の約2倍の面積とした。

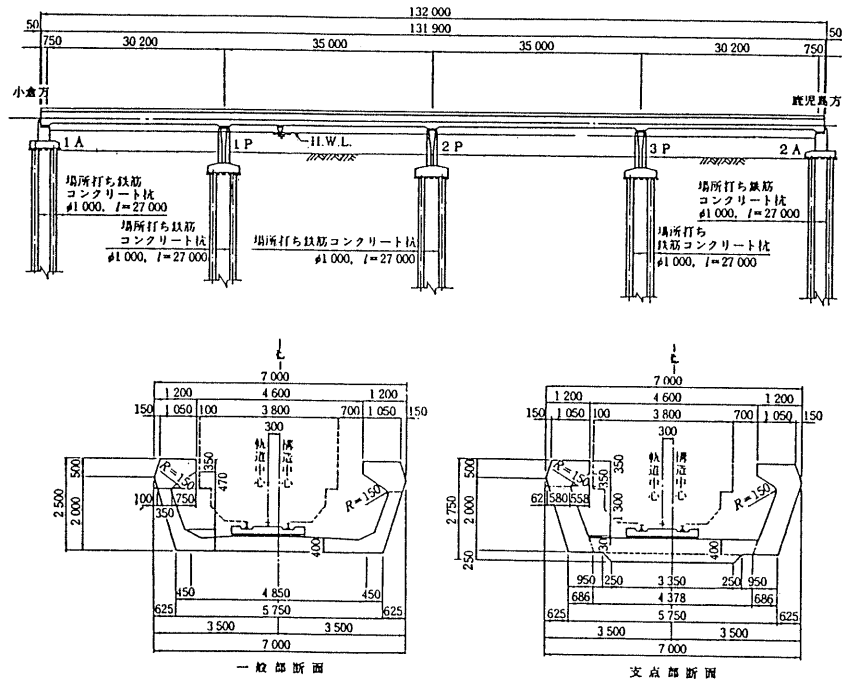


図-8 汐見川橋梁一般図

4. 施 工

(1) 軽量コンクリートの配合

コンクリートの設計基準強度は 400 kgf/cm^2 である。軽量
骨材は JIS A 5002 に規定するもののうち M A 417 を満足す
るもので非造粒タイプのものを用い、コンクリートの打ち込
みはポンプにより行うことを前提にして試験練りを行った。
配合にあたっては、運搬中のスランプロスを小さくし、骨材
の吸水率をできるだけ一定に保つことができるように単位水
量を少なくし、かつ水和熱を少なくするため、単位セメント
量を減じた配合とした。工場出荷時の粗骨材の吸水率を30%、
細骨材の吸水率を15%程度に保つように管理し、配合は、単
位セメント量 390 kg/m^3 、水セメント比41%、スランプ8 cm、
空気量5%とした。

(2) コンクリートの打ち込み

コンクリートの打ち込みにあたっては、打設前に施工現場
で流動化してポンプ施工を行った。スランプは、ベースコン
クリート $6 \pm 1.5 \text{ cm}$ 、流動化直後 $12 \pm 2.5 \text{ cm}$ を目標
とした。実施工では、それぞれ $6.1 \pm 0.61 \text{ cm}$ 、 $14.4 \pm$
 1.85 cm に管理でき、良好なポンプ施工ができた。

(3) コンクリート強度、弾性係数

表-1 に圧縮強度、図-9 に圧縮強度と引張強度の関
係の試験値を示す。図-10 に圧縮強度と静弾性係数との

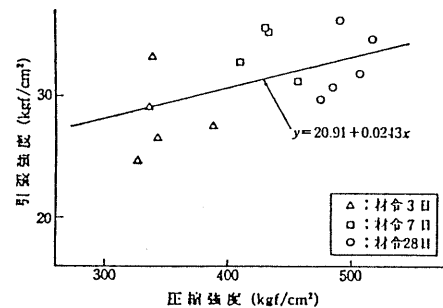


図-9 圧縮強度と引張強度との関係(現場養生)

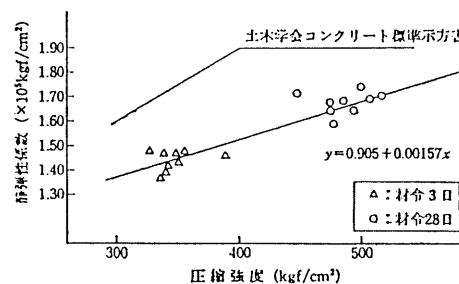


図-10 圧縮強度と静弾性係数との関係

表-1 圧縮強度 (kgf/cm^2) ($n = 27$)

材 令 (日)		3	7	28
圧 縮 強 度	標 準	—	418	463
	現 場	346	420	484
標 準 偏 差	標 準	—	24.9	24.9
	現 場	16.5	16.2	19.2

関係も示す。

コンクリートの引張強度は圧縮強度の $1/10 \sim 1/17$ となりややばらつきがみられた。また、静弾性係数は土木学会標準示方書に示す値に比べ低い値となった。

5. あとがき

汐見川橋梁は粗・細骨材ともに人工軽量骨材を使用した鉄道橋として完成された。

本工事を通して、軽量コンクリートの支圧強度は普通コンクリートの60～80%と低いが、適切な補強を施せばP C部材として十分適用できることが立証され、軽量コンクリートをポンプ施工するためには粗骨材の含水率を30%程度に保つように留意が必要であること、また経済性を検討するには、下部工、基礎工を含めた全体工事費を比較する必要があることなどが指摘された。

IV. 川端橋側道橋（バイプレ方式）

1. まえがき

本橋は宗像大社の近く鎮国寺のほとりにあり、二級河川釣川を跨ぐ橋長 58 m 600 の自転車、歩行者の専用橋である。

近年、河川管理上および橋梁周辺の環境条件等により、橋梁上部工の工費が少々割高になっても桁高を低くすることで全体工事費が安価になり、種々の問題も解決できる利点を買われる事例が増えてきている。

桁高を低くする方法の一つとして、コンクリートの圧縮部に配置したP C鋼棒に圧縮力を与えて定着し、コンクリートに引張応力を発生させ、圧縮部の圧縮応力度を軽減させることができるポストコンプレッション方式を併用するバイプレストレスリング方式を逸早く採用した川端橋側道橋の実績は、小規模橋梁ながら実に意義深く、その後実施例が10橋以上を数えている。

2. 工事概要

発注者：福岡県宗像土木事務所

施工者：オリエンタルコンクリート㈱

(1) 設計条件

構造形式：バイプレストレスリング方式単純箱桁橋

橋 長：58.600 m

桁 長：58.480 m

支 間：57.580 m

幅 員：2.500 m

荷 重： $W = 350 \text{ kg/m}^2$ （群集荷重）

斜 角：90 度

横断勾配：2 %

縦断勾配：2.4 % 放物線勾配

(2) 主桁の設計

主桁の設計の手順として、まず、荷重による主桁引張部の応力度を算出し、引張鋼材の本数を仮定する。次に主桁圧縮部の許容応力度を超える分の応力度を打ち消せるだけの圧縮鋼棒本数を仮定する。以上のようにして仮定した鋼材配置で応力度の精算を行い、主桁引張応力度、圧縮応力度ともに許容値内に収まるように、P C鋼材本数の調整を

行う。

図-11に示す様に、引張鋼材のみ配置した場合、桁上縁の圧縮応力度が許容値よりかなり超えた状態であり、桁下縁の引張応力度も許容値を超えている。その圧縮応力度を軽減し、かつ引張応力度も同時に打ち消すように桁上縁に圧縮鋼棒を配置した。圧縮鋼棒の場合、コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響によりPC鋼棒の有効応力度が導入時より大きくなるため、設計時の許容値を超えないように試算して導入圧縮応力度を決定した。

図-12は、PC鋼材配置図である。圧縮鋼棒は上床版に一段で配置し、定着は支点から6.64～11.64 m の間で3段階に分散し、上床版に定着している。このため上床版のこの部分は40 cm 厚としている。

3. 施工概要

本橋は、支保工による場所打ち工法で施工されたバイプレ方式PC単純箱桁橋である。

圧縮鋼棒の定着位置は桁上縁に圧縮力が残存する箇所とし、

図-13に示すようにジャッキセット用の欠切り部を適当な位置に設けて押込み作業を実施した。

PC鋼材の緊張および押込みは、最初にポストテンション方式により部材引張側に圧縮力を導入し、次にポストコンプレッション方式により部材圧縮側に引張力を導入した。圧縮鋼棒の押込みは、部材に均等に引張力が入るように、また摩擦による影響を少なくするように両押で行った。

	荷重による応力度	鋼材による応力度	合 計
引張鋼材のみ配置した場合			
圧縮鋼材も配置した場合			

図-11 設計荷重時応力度

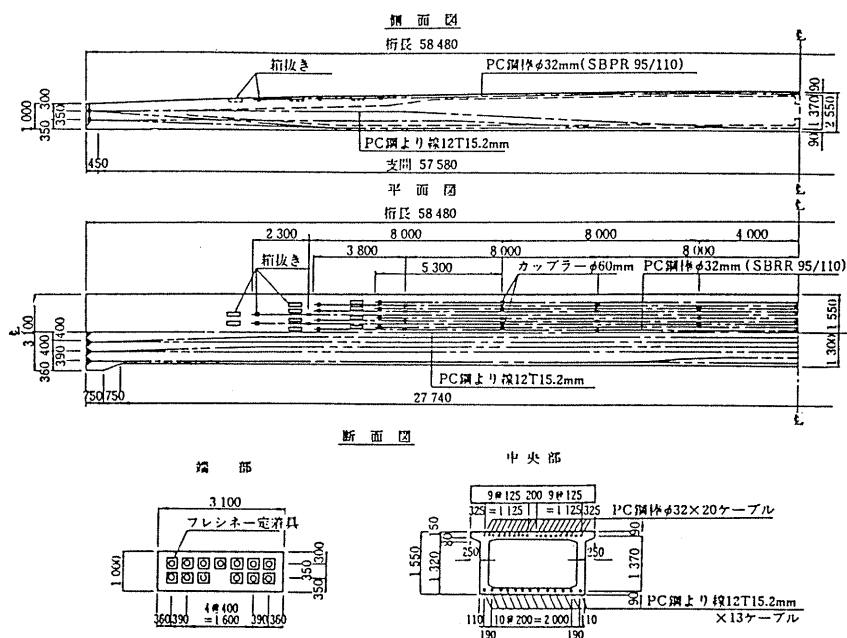


図-12 PC鋼材配置図

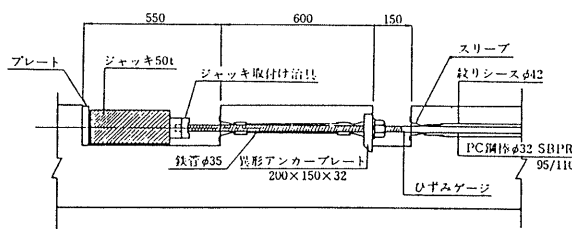


図-13 圧縮鋼棒の押込み

V. 池間大橋（プレキャストブロック工法）

1. まえがき

本橋梁は、沖縄県平良市（宮古島）狩俣地区と池間島を結ぶ橋長1,425 mの海上橋である（図-14）。

架設地点は、干潮時の水深が2.0m前後と浅い海で、海底は珊瑚を含んだ白砂に覆われており、風光明媚である。しかしながら、日本の台風銀座と異名をもつ台風の襲来地であり、また、冬は季節風、

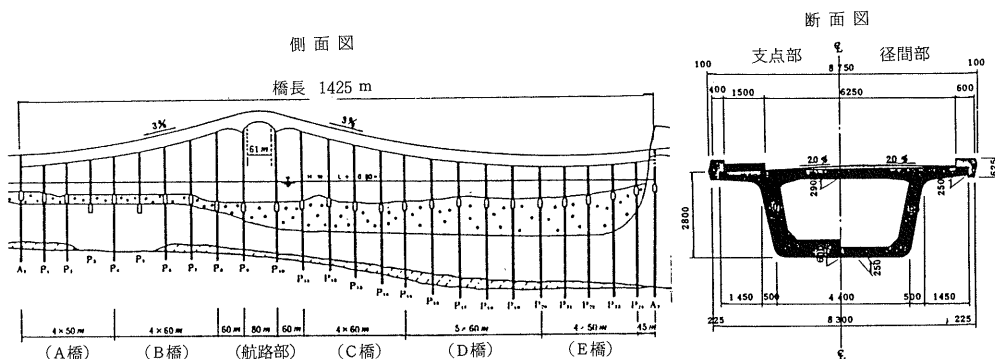


図-14 池間大橋一般図

夏は灼熱の太陽と過酷な自然条件下にある。このような環境条件にあう構造形式と施工方法が必要とされ、構造形式はP C連続箱桁とし、架設方法はプレキャストブロック張出し架設工法が採用された。昭和62年10月に着工し、平成4年3月の完成を目指し、現在急ピッチに工事が進められているが、完成すれば同工法としては我が国最大規模のP C橋となる。

2. 工事概要

道路規格：3種4級（設計速度 50 km/h）

橋 格：二等橋（T-20 L-14）

橋梁諸元：図-14参照

構造形式：標準部 P C 4, 5 径間連続箱桁

航路部 P C 3 径間連続箱桁

架設方法：標準部 プレキャストブロック張出し架設

航路部 現場打ち張出し架設

P C 工法：SEEE 工法、フレンシー工法

発注者：沖縄県宮古土木事務所

施工者：ピー・エス・コンクリート㈱、オリエンタルコンクリート㈱、㈱大米建設、矢嶋建設㈱、共和産業㈱ J V.

3. プレキャストブロック張出し架設工法による施工

本工法は、工場または現場付近の製作ヤードで橋桁を前もって適当な長さに分割してブロックを製作しておき、下部工の完成をまって架設地点に運搬し、架設作業車又は架設桁によって橋脚中心からバランスを取りながらブロックを継ぎ足し、プレストレスを与えて張出していく架設の方法である。

この方法の利点は、①大量生産に結び付くことによって経済的である。②作業を単純化、機械化することができ省力化できる。③品質管理が容易であること、などである。本橋の架設地点のような自然環境と橋梁規模に最も合う工法の一つである。なお、使用する架設機械の種類により工法が分類されるが、宮古島より池間島への片押し施工とし、海上輸送を使用せず順次完成して橋梁上部を運搬する方法としたため、架設桁による工法が採用された。

また、等径間の連続桁の場合、側径間部の半分程度は固定支保工架設となるが、作業の連続性、施工性、経済性などを配慮して、連続桁相互の架け違い部においてはアウトケーブルによる張出し架設としている。

(1) ブロック製作工

ブロック製作ヤードは架設地点より 2.0 km 離れた宮古側に設置した。ヤード内の諸設備はブロックの最大重量（50 ton）に合わせて整えられた。

製作は、まず架設時の方向性を決める基準ブロックを作り、その後ブロックの片面にマッチカスティングすること

により次のブロックを製作するという方法を順次繰り返していく。

(2) 柱頭部の施工と架設桁のセット

橋脚施工完了後、一次的に橋体と橋脚をつなぐ仮支承および本支承をセットし、橋脚頭部の橋体の一部を現場打ちで施工する。この時、下部工施工に使用した栈橋を利用して材料を運搬し、支保工は橋脚にブラケットを取り付けて施工する。

柱頭部施工後その上に架設桁及び諸機器を組み立て、その後基準ブロックを所定の方向と位置に据え付ける。

(3) ブロックの運搬・架設

製作ヤードより架設機械背面まで、陸上部を約2.0 km、完成した橋梁上をトレーラーにより運搬し、その後架設桁上に設置された自走式門形クレーンによって架設箇所まで吊下げて運搬する(写真-2)。

運搬が終了し架設箇所にセットされたブロックは、接合部に接着剤を塗布し、門形クレーンと引き寄せ装置により微調整される。次に架設PCケーブルを挿入し、これを緊結する。この作業を繰り返し1径間分の架設が終了したら、架設桁を次の径間に移動し、同様の作業を繰り返す。

(4) 架け違い部の施工

架け違い部は、両桁端をPC鋼棒で仮連結し一時的に連続構造とし、桁上面にコンクリート製のサドルを設け、これにアウトケーブルを配置し、逆張り出し架設で対処している(図-15)。

完成後伸縮目地になる部分は、コンクリートブロックを仕切り版とし、所定の施工完了後にこれを取り外す構造としている。

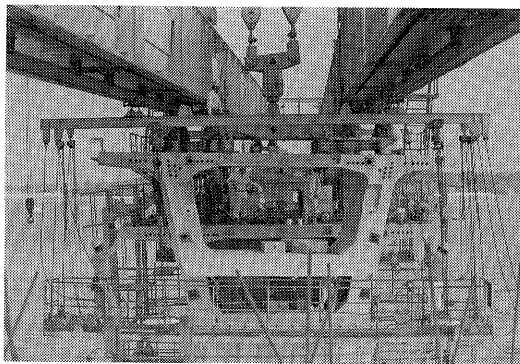
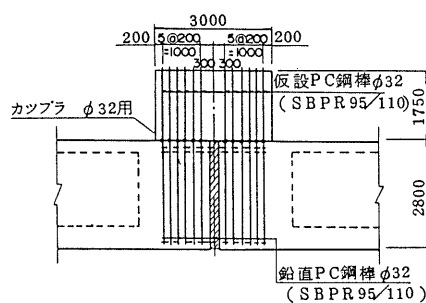
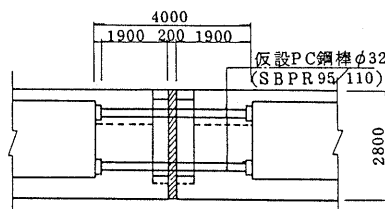


写真-2 ブロック架設状況



鉛直PC鋼棒詳細図



連結PC鋼棒詳細図

図-15 逆張り出し施工部の仮設ケーブル詳細図

4. 塩害対策

本橋は海上橋であり、“道路橋の塩害対策指針(案)”で対策区分(1)に該当するので、施工時の環境も踏まえて種々の対策をしている。施工法にプレキャストブロック工法を採用したことが対策の主軸であるが、その外のものもあげると、①主桁形式に表面露出面積の小さい箱桁としている。②コンクリート打設時の締め固めがしやすいよう主桁断面の隅切り部に円形ハンチを設けている。③鉄筋のかぶりを70 mmとしている。④施工中に長期間露出する鉄筋にエポキシ樹脂塗装を使用している。⑤ゴム支承を使用し金属プレートにゴムコーティングしている。⑥PC鋼材の定着は箱桁内部に配置している、等である。

近頃話題のPC構造物

徳島大学工業短期大学部 教授 水口 裕之

1. まえがき

最近のPC技術の発展にともない、また構造物への要求の多様化、新材料の開発などによって、PC構造物が多様化してきた。

ここでは、最近国内で造られ話題になっているPC構造物のいくつかについて紹介する。

新しい材料を用いたもの、新しい工法を用いたもの、景観を考慮したもの、斜張橋、新しい形式のものに分類して紹介する。

最後に四国内で建設されている主要なPC構造物の一覧を示す。

2. 新しい材料を用いたもの

(1) 新宮橋 (写真-1)

施工地：石川県中羽咋郡富来町

発注者：石川県

構造形式：プレテンション方式PCスラブ橋

橋格：一等橋

橋長：6.1 m，支間5.76 m，有効幅員7.0 m

竣工：昭和63年10月

施工：ピー・エス・コンクリート㈱

特徴：我が国における新素材緊張材を適用した実橋の第1号

であり、カーボン繊維による橋梁としては世界でも最初の橋梁であるといわれている。

塩分腐食環境下に建設されたもので、カーボンストランド(CFRP)、エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用している。

CFRPは、7本よりで $\phi 12.5$ mm， $\sigma_{pu}=184$ kg/cm²，リラクセーション率3.0%以下，弾性係数 $1.32 \sim 1.47 \times 10^6$ kg/cm² のものを使用している。

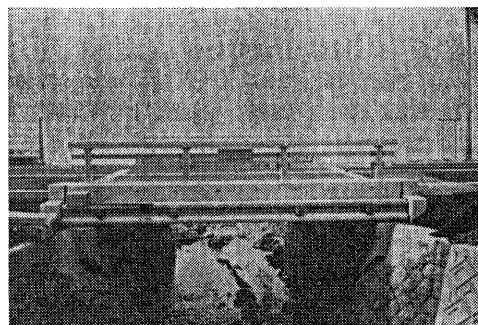


写真-1 CFRPを用いた新宮橋

(2) PC人道橋 (写真-2)

施工地：千葉県船橋市

発注者：船橋市

構造形式：一体構造のプレキャストプレテンション方式
PCスラブ橋

橋格：500 kg/m²，人道橋

橋長：8.0 m，有効幅員2.0 m

施工：日本コンクリート工業㈱

特徴：PC鋼材などの鉄系補強材料を一切使用していな



写真-2 CFRPを用いたPC人道橋

い我が国最初のP C構造物である。

周囲との調和を考慮して、地覆・歩道面を擬木化粧仕上げとしている。

緊張材としては $\phi 12.5 \text{ mm}$, $\sigma_{pu} = 184 \text{ kg/cm}^2$, リラクセーション率 5.0 %, 弾性係数 $1.40 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ の 7 本より CFRP, 配力筋としては $\phi 6.0 \text{ mm}$, $\sigma_{pu} = 140 \text{ kg/cm}^2$, 弾性係数 $1.40 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ の CFRP ロッドを使用している。

(3) 汐見川橋梁 (写真-3)

施 工 地：宮崎県日向市

発 注 者：九州旅客鉄道㈱

構造形式：ポストテンション方式 4 径間連続 P C 下路桁

橋 格：K S - 16

橋 長：132.0 m, 最大支間 35.0 m, 有効幅員 4.6 m

竣 工：昭和63年 3 月

特 徴：細・粗骨材とも人工軽量を用いたコンクリートをすべての部分に使用した P C 橋梁である。

我が国における人工軽量骨材の使用は、昭和30年代後半以後著しく低下していた。しかし、人工軽量骨材製造技術の改良、高性能減水剤の開発などによって、その使用は増加し、昭和62年度には約 70 万 m^3 に達している。

この橋に軽量コンクリートを使用したのは、軽量コンクリートの方が、下部工鉄筋量、ストッパー重量が減少し、普通コンクリートを用いた場合より経済的であるためである。

また、住宅地の近くにあるため、橋脚・桁ともに軽快な感じが出るような図-1 に示す形式としている。

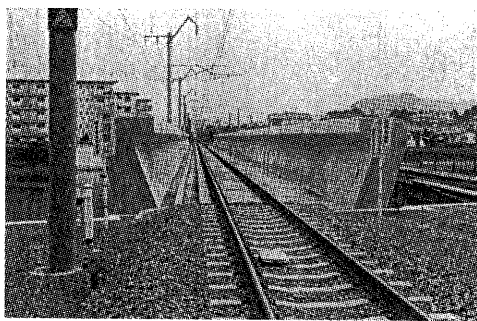


写真-3 軽量コンクリートを用いた汐見川橋梁

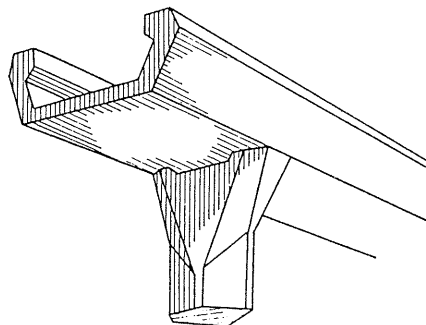


図-1 汐見川橋梁の橋脚および桁の形状

3. 新しい工法によるもの

3.1 ポストコンプレッションを用いたもの (パイプレストレスング工法, バイプレ工法)

この工法は、従来の圧縮プレストレスにさらに引張プレストレスを与え、桁高を低くできる特徴を持つものである。

1977年完成のオーストリアの Al m 橋 (支間 76 m) が最初であり、外国ではこの他に例がないが、我が国ではすでに 20 橋近くが建設されている。以下に 2, 3 の例を紹介する。

(1) 川端橋側道橋 (写真-4)

施 工 地：福岡県宗像郡玄海町

発 注 者：福岡県

構造形式：バイプレ方式単純箱桁橋

橋 格：350 kg/m^2 , 側道橋

橋 長：58.6 m, 支間 57.58 m, 有効幅員 2.5 m

竣 工：昭和60年 5 月

施 工：オリエンタルコンクリート㈱

特 徴：我が国最初のバイプレ工法によるものである。

桁高が1.0～1.55 m、(桁高/支間)比が1/58～1/37で、桁高さがかなり低くなっている。

圧縮PC鋼材としては $\phi 32$ mm (SBPR 95/110)を用い、その定着は図-2に示すような径間部定着方式を用いている。また、PC鋼材が横方向に変形しないように従来のスパイラルシースを一定間隔で縦・横に絞った絞りシースを使用している。

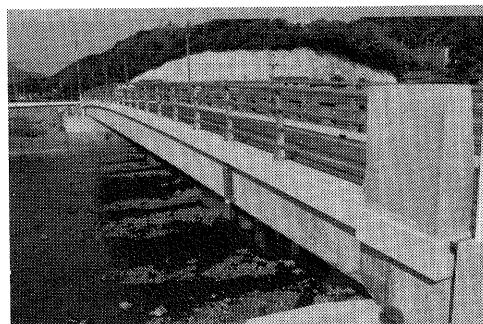


写真-4 バイプレ工法による川端橋側道橋

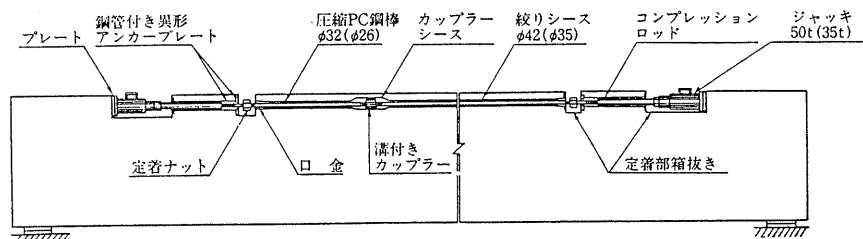


図-2 ポストコンプレスト鋼棒のプレストレス導入システム

(2) 新町橋 (写真-5)

施 工 地：福岡県京都郡勝山町

発 注 者：福岡県

構造形式：バイプレ方式PC単純中空床版橋

橋 格：一等橋 (TL-20)

橋 長：21.407 m、支間 20.656 m、有効幅員 12.75 m

竣 工：昭和61年12月

施 工：オリエンタルコンクリート㈱

特 徴：プレテンション桁にポストコンプレッションを初めて併用したものである。

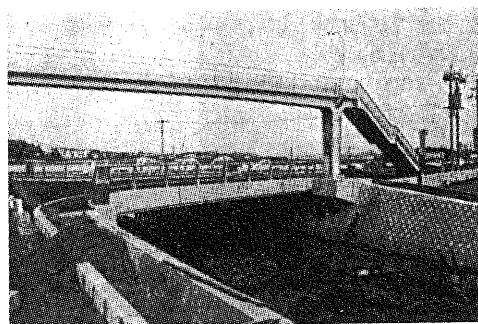


写真-5 バイプレ工法による新町橋

写真-5に見られるように、橋梁上に既に横断歩道橋が設置されており、建築限界、河川のH.W.L.などから桁高を60 cm以下に制限されているもので、桁高を0.6 m、(桁高/支間)比を1/34としたものである。

(3) 多広路1-12号線歩道橋 (写真-6)

施 工 地：東京都稲城市向陽台

発 注 者：住宅都市整備公団

構造形式：バイプレ方式PC単純2重箱桁橋

橋 格：350 kg/m²、管理用自動車通行可

橋 長：66.8 m、支間 65.66 m、有効幅員 4.0 m

竣 工：昭和63年11月

施 工：住友建設㈱

特 徴：2重箱断面を採用しており、主桁を上反りにさせて桁高を一定にした鉛直方向に曲線桁としている。

また、橋面はタイル舗装としている。

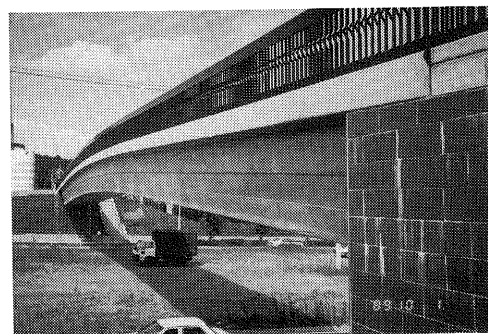


写真-6 バイプレ工法による歩道橋

3.2 吊床版橋

吊床版橋は、鋼構造に近いもので、吊橋・斜張橋の各構造要素を一つにまとめ、サグを最小にしたものである。

この形式の橋は、スイス、フランス、西ドイツなどで歩道橋として建設されており、新工法とはいいがたいが、長支間のものが造られるようになってきた。我が国では、昭和43年に大阪万博の9号橋として試験的に架設されている。最近施工された2、3の例を紹介する。

(1) ひぐらし谷橋(写真-7)

施 工 地：愛媛県新居浜市

発 注 者：河の北開発㈱

構造形式：P C吊床版橋

橋 格：100 kg/m²，歩行者専用橋

橋 長：75.0 m，支間63.0 m，有効幅員1.5 m

竣 工：昭和62年8月

施 工：住友建設㈱

特 徴：支間が従来のものより長くなっている。

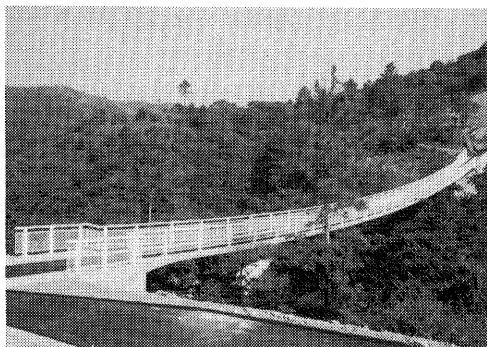


写真-7 ひぐらし橋(吊床版橋)

架設地点が、ゴルフ場内のひぐらし谷と呼ばれる溪谷の貯水

池の真上に当り、支保工を用いずに施工が可能であり、周囲の自然と調和した美観を備えているものとして建設されたものである。

プレキャスト床版と現場打ちコンクリートとを合成した構造となっており、基本サグ量は1.7 m，床版厚さは0.17 mとなっている。

(2) 烏山城カントリークラブ歩道橋(写真-8)

施 工 地：栃木県那須郡烏山町

発 注 者：㈱烏山城カントリークラブ

構造形式：P C吊床版橋

橋 格：300 kg/m²

橋 長：73.0 m，支間63.0 m，有効幅員2.5 m

竣 工：平成元年7月

施 工：オリエンタルコンクリート㈱

特 徴：アンボンドケーブルを採用し、2次緊張ケーブルのシー
スのジョイント作業，グラウト作業の簡略化を図っている。なお、
基本サグ量は1.7 m，横断勾配はレベルとなっている。

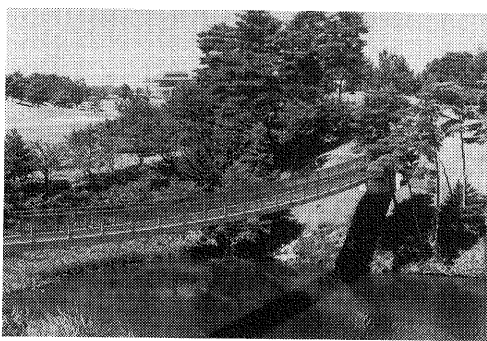


写真-8 烏山カントリークラブ歩道橋(吊床版橋)

4. 景観を考慮したもの

(1) ふれあい橋(写真-9)

施 工 地：愛知県豊田市東山町

発 注 者：豊田市

構造形式：P C一端可動他端固定梁

橋 格：350 kg/m²，歩行者専用橋

橋 長：35.441 m，支間34.991 m，有効幅員4.0 m～(変化)

竣 工：昭和60年 8 月

施 工：オリエンタルコンクリート㈱

特 徴：コミュニティセンターと公園を結ぶ橋であり、地域社会の人々が結び付くことを願うシンボルとして計画され、景観を重視したものである。

景観、地盤条件を満足するものとして、P C一端可動他端固定梁を選定し、平面形状を人の字形として、直径108mの球形上におさまる立体形状としている。直径を108mとしているのは、人間の百八の煩惱にちなんでおり、ふれ合いを通して人々が丸みのある人格を形成し、平和な地域社会が形成される願いを込めた設計理念を持っている。

また、橋面は全面タイル張りで、急勾配部は階段とし、照明、高欄などにも美観上の配慮をし、親柱にブロンズ像を配置している。

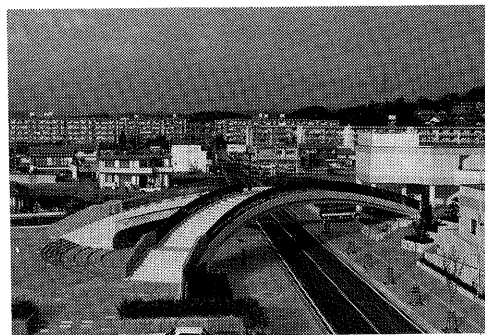


写真-9 シンボル性を持たせた『ふれあい橋』

(2) つばき橋 (写真-10)

施 工 地：高知県安芸市

発 注 者：安芸市

構造形式：プレテンション方式P Cホロー単純橋

橋 長：18.2 m，有効幅員 6.0 m

竣 工：昭和62年 5 月

施 工：極東工業㈱

特 徴：支間中央部の約1/3の長さにわたってR C造の張出しバルコニーを持ち、橋に憩いの場を設けている。高欄、親柱、照明灯などのデザインにも配慮している。

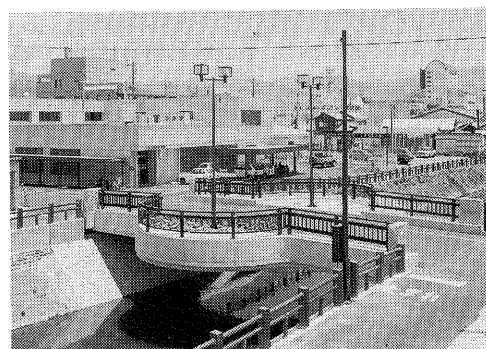


写真-10 景観を考慮した『つばき橋』

(3) 大津大橋 (写真-11)

施 工 地：高知県土佐清水市

発 注 者：高知県

構造形式：ポストテンション方式3径間連続桁橋

橋 長：390.5 m，有効幅員 10.25 m

竣 工：昭和62年

施 工：オリエンタルコンクリート㈱

特 徴：国立公園内に建設されるため、まわりの景観と調和するように配慮している。

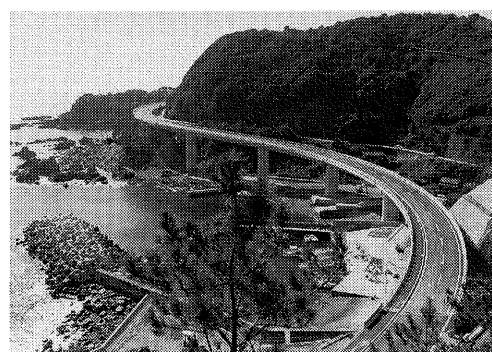


写真-11 国立公園内に設置された大津大橋

(4) 白鳥橋 (写真-12)

施 工 地：岡山県倉敷市児島駅前

発 注 者：倉敷市

構造形式：2径間連続P C斜張橋

橋 格：主桁 350 kg/m²，床組 500 kg/m²

橋 長：96.0 m，支間 47.55 m，有効幅員 3.8 m

竣 工：昭和62年 9 月

施 工：ピー・エス・コンクリート(株)

特 徴：橋梁形式は、児島の郷土性と都会性の調和と対比をテーマとした街造りの象徴となるもの、周りの景色と調和のあるものならびに人々に愛着や親しみがもてるものであり、景観的にも優れたものとして決定されたものである。径間中央に主塔を中心として対称な位置に踊り場を2ヶ所設けている。

なお、白鳥橋（はくちょうのはし）の名前は、施工後白色の吹き付け塗装をし、そのため白鳥が羽根を大きく広げ飛び立とうとしているように見えることから命名されている。

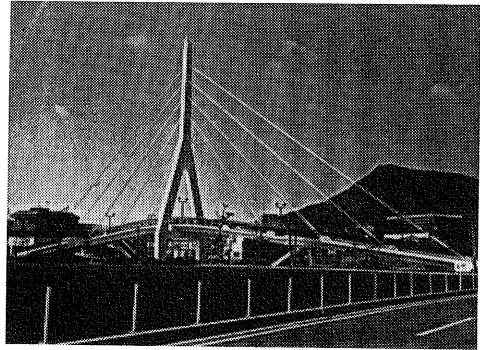


写真-12 シンボル性を持たせた白鳥橋

(5) 新高橋連絡通路橋（写真-13）

施 工 地：東京都江東区森下

発 注 者：東京都江東区

構造形式：P C構造水中着底式歩道橋（ポストテンション単純U形箱桁橋）

橋 格：350 kg/m²，歩行者専用橋

橋 長：21.7 m，20.2 m（2橋），幅員3.4 m

竣 工：昭和63年1月

施 工：オリエンタルコンクリート(株)

特 徴：親水空間としての橋であるため、景観に十分配慮して構造形式、形状などを選定している。

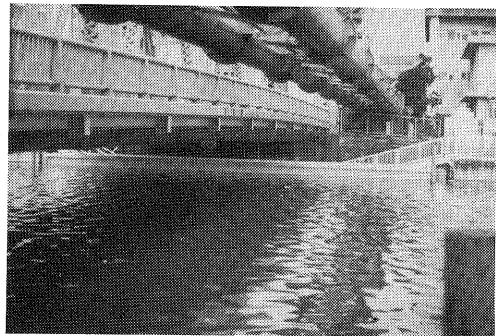


写真-13 満潮時に海中に沈む新高橋連絡通路橋

水辺の散歩道の一部を成すもので、満潮時には桁下空間が1.17mしかない既存の橋の下を通る連絡橋であり、橋面が水中に没する厳しい環境条件下の橋となる。

このため、維持管理面から、P C構造を選択し、海水と直接接する側のかぶりは70 mmとして、耐久性に対する配慮を行っている。

施工空間の制約から、岸壁上で制作したプレキャストの橋桁を曳航して、所定の位置に着底させたものである。

(6) 東名阪高架橋（写真-14）

発 注 者：日本道路公団

構造形式：P C 3～5 径間連続中空床版ラーメン橋（標準部）

橋 長：109.0～125.0 m，支間23.6～27.0 m，幅員19.65 m

竣 工：昭和63年3月

特 徴：この高架橋は景観とともに、構造物の重量感・威圧感を少なくするように配慮されたものである。この高架橋が通過する地区は住居地域が多く、そこに巨大な構造物が連なることは、心理的な圧迫を感じるとともに、地域の分断と受け取られるので、地域と共存するよう考慮している。

景観の連続性を持たせるために、橋脚はY字型の1本柱に統一し、延長6.7 kmにわたって同一形式のP Cラーメン橋を連続させている。柔らかさを出すために、コーナーはすべて曲線としている。地域分断のイメージを防ぐために、橋脚は10 m以上の高さとしている。

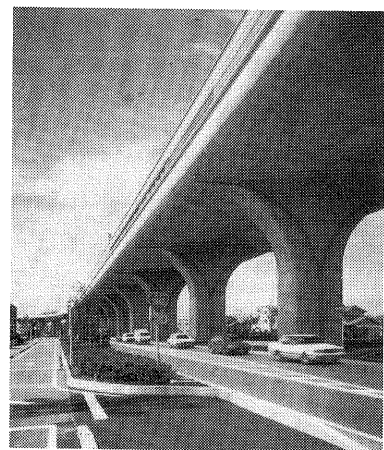


写真-14 景観を考慮した東名阪高架橋

また、排水装置・照明・遮音板の形状や色彩を工夫し、優れた景観としている。

(7) タンク類

PCタンク類は、開けたところに位置したり、他の構造物より高さが高いために、人々の目につきやすいものが多い。そのためその地域におけるシンボルやランドマークとなることもある。

したがって、景観を考慮したデザインが要求され、多様なものが造られるようになっている。その若干の例を紹介する。

(7-1) 岡谷市内山配水地(写真-15)

施 工 地：長野県岡谷市

発 注 者：岡谷市

構造形式：PCタンク(側壁)固定支持

施 工 法：構築工法 埋込方式, 定着工法 SM工法

規 模：容量 1,000 m³, 直径 11.0 m, 高さ 10.7 m

竣 工：昭和61年3月

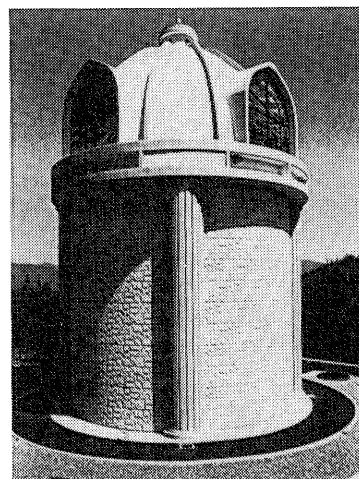


写真-15 岡谷市内山配水地

(7-2) 野田配水塔(写真-16)

施 工 地：兵庫県揖保郡揖保川町

発 注 者：兵庫県西播磨水道企業団

構造形式：PCタンク(側壁)固定支持

施 工 法：構築工法 埋込方式, 定着工法 SM工法

規 模：高区 容量 300 m³, 直径 8.2 m, 高さ 6.0 m

低区 容量 2,000 m³, 直径 18.9 m, 地上高さ 51.8 m

竣 工：昭和62年2月

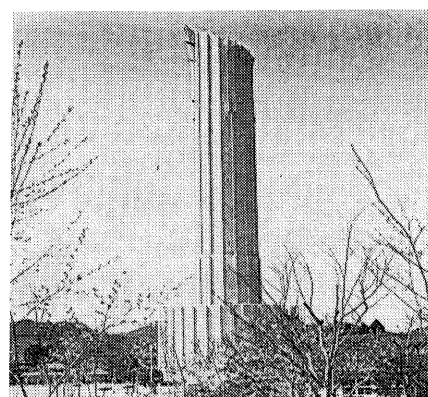


写真-16 野田配水塔

(7-3) 多々川取水洗浄水槽(写真-17)

施 工 地：福岡県粕屋郡戸原

発 注 者：福岡県水道局

構造形式：PCタンク(側壁)固定支持

施 工 法：構築工法 埋込方式, 定着工法 円周方向
モノストランド工法, 鉛直方向 鋼棒工法

規 模：容量 800 m³, 直径 18.5 m, 高さ 14.765 m

竣 工：昭和62年8月

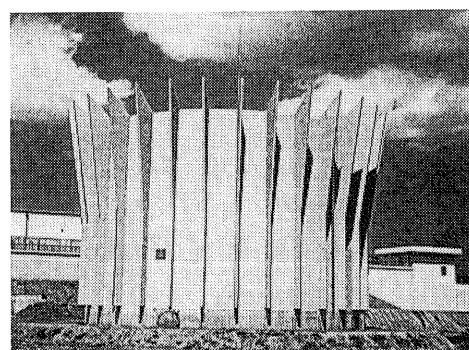


写真-17 多々川取水洗浄水槽

(7-4) 古国府浄水場(写真-18)

施 工 地：大分県大分市

発 注 者：大分市

構造形式：PC高架水槽(側壁)固定支持

施 工 法：構築工法 埋込方式, 定着工法 フレシネー工法

規 模：容量 1,000 m³, 直径 15.0 m, 高さ 5.7 m

竣 工：昭和63年5月

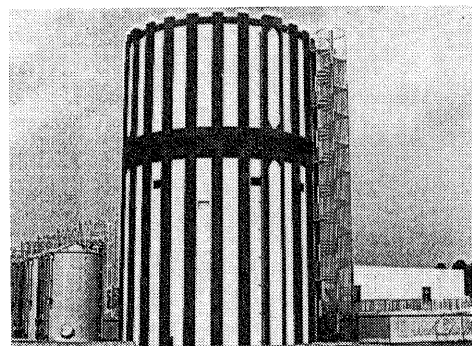


写真-18 古国府浄水場

5. 斜張橋

(1) 端出場大橋(仮称) (写真-19)

施 工 地：愛媛県新居浜市端出場

発 注 者：新居浜市

構造形式：2 径間連続 P C (中空床版) 斜張橋

橋 格：一等橋

橋 長：75.0 m, 有効幅員 11.0 m

主塔構造：H 型 R C 構造 (高さ 28 m)

斜材配置：ファン型 2 面吊

竣 工：平成 2 年 3 月 (予定)

施 工：住友建設 ㈱

特 徴：別子銅山最後の拠点である端出場を含む観光開発のため、県道から端出場への進入路橋として建設されているものであり、斜張橋の美観とモニュメント性を活かしているものである。

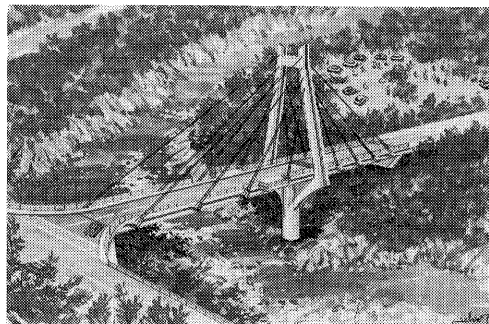


写真-19 端出場大橋 (完成予想図)

(2) 呼子大橋(仮称) (写真-20)

施 工 地：佐賀県東松浦郡呼子町

発 注 者：佐賀県

構造形式：3 径間連続 P C (逆台形 2 室箱桁) 斜張橋

橋 格：第 3 種 4 級 (二等橋, T L - 14)

橋 長：494.25 m, 支間割 121.0 + 250.0 + 121.1 m

有効幅員 7.5 m

主塔構造：門型 R C 構造 (高さ 62.6 m)

斜材配置：準ハープ型 2 面吊

竣 工：平成 2 年 2 月 (予定)

施 工：鹿島建設 ㈱

特 徴：完成すれば我が国最大スパンのコンクリート橋となる。

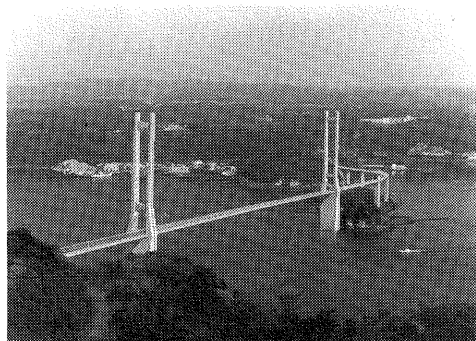


写真-20 我が国最大の支間を持つ呼子大橋
(完成予想図)

海峡部に設置されるため、航行の安全性、漁業への影響、文化財保護のために 250 m の支間が必要となり、経済性、耐震性、耐風安全性、維持管理、美観などを総合的に検討した結果 P C 斜張橋を採用している。

特に台風が多い地域なので、耐風設計 (桁端部にウインドノーズを採用) および耐台風施工を十分考慮している。コンクリート表面は、型枠にステンレス材の貼付、シルクフォームの使用で非常にスムーズなものとなっており、また、塩害対策として主桁コンクリートのかぶりを 50 mm としている。

2.2 m の等桁高を採用し、(桁高/スパン) 比 1/114 と非常にスレンダーで斜張橋の特色を活かしている。

6. 新しい形式のものなど

P C 技術は、原子炉格納容器、卵形消化タンク、舗装版、ロックシェッド、スノーシェルター、ウェーブシェッド、浮き栈橋、立体駐車場、建築物への利用拡大、グラウンドアンカーのようなプレストレス技術を応用したものなどの多方面に使用されている。

ここでは、紙面の関係もあり、これらのいくつかを紹介する。

(1) 卵形消化タンク (写真-21)

下水処理施設としてP C卵形消化タンクが造られている。それは、円筒形や亀甲形のものと、R C製のものに比べて、①消化効率が安定している、②汚泥中の砂分が堆積しにくく常にタンク容量を確保できる、③大容量のタンクを建設できる、④水密性、気密性に優れている、⑤形状が美しいなどの長所があるためである。ヨーロッパ特に西ドイツでは多くのものが建設されており、我が国でも多く造られるようになってきた。

その一つである横浜市の北部第二下水処理場のP C卵形消化タンクの諸元は次のようなものである。

施 工 地：横浜市鶴見区

発 注 者：横浜市

容 量：6,800 m³ / 基 × 6 基

高 さ：33.6 m

最 大 径：22.7 m

壁 厚：0.40 ～ 0.45 m

工 法：ディビダーク式クライミング工法

消 化 法：嫌気性2段消化

消化温度：35℃

消化日数：30 日

竣 工：昭和60年3月

施 工：鹿島建設(株)・オリエンタルコンクリート(株)

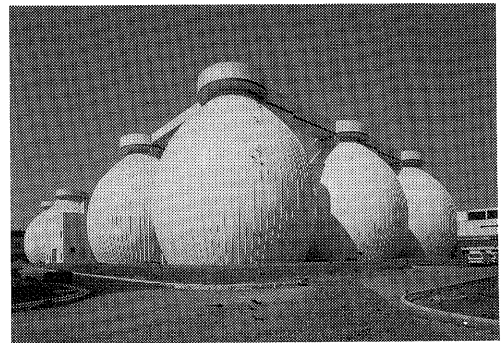


写真-21 横浜市の卵形消化タンク

(2) ウェーブシェッド (写真-22)

施 工 地：秋田県男鹿市船川港

発 注 者：秋田県

構造形式：ポストテンション方式P Cシェッド

施 工 法：(定着工法) フレシネー工法

規 模：延長48 m (6 ブロック)

主 梁 高さ4.3 m, 幅 2.0 m

柱 径 φ0.4 m, 長さ 3.95 m

竣 工：昭和63年8月

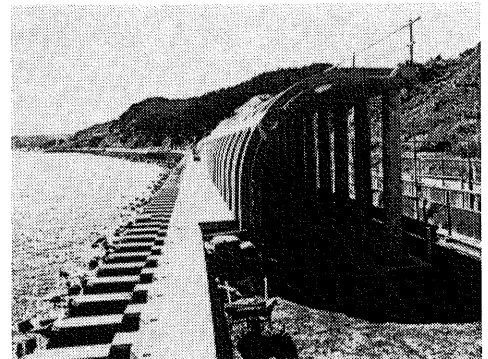


写真-22 金川地区ウェーブシェッド

(3) 正善寺スノーシェルター (写真-23)

施 工 地：新潟県上越市正善寺

発 注 者：日本道路公団

構造形式：3 ヒンジアーチP Cシェルター

施 工 法：(構築工法) トラッククレーン工法

(定着工法) C C L工法

荷 重：積雪深3.1 m

規 模：延長81 m (29.25 + 32.50 + 19.25 m)

幅員8.5 + 0.75 m (13.30 + 0.75 m)

竣 工：昭和61年9月

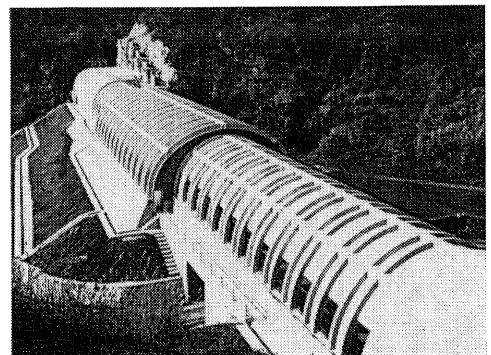


写真-23 正善寺スノーシェルター

(4) 国道20号P C舗装 (写真-24)

施 工 地：東京都八王子市高尾町

発注者：建設省

構造形式：P Cプレキャスト版舗装

規模：面積 約 450 m²

竣工：昭和61年3月

施工：ピー・エス・コンクリート㈱

特徴：交差点部の舗装修繕にプレキャストP C舗装版を用いて超急速施工したものである。

交差点の形状に応じた数種の幅2.5～3.5 m，最大長さ11 m，厚さ0.17 mのプレキャスト版を旧舗装を取除いた後に置き換えたものである。この工法の長所は，養生時間が不要，省力化，低騒音，小範囲での施工が可能，解体・組立でき将来の埋設工事等にも適応可能などであり，交通流への影響を少なくできる。また，耐久性特に交差点における車両の舗装破損に対する抵抗性が大きく，すべり抵抗が大で，明色性という特長もある。

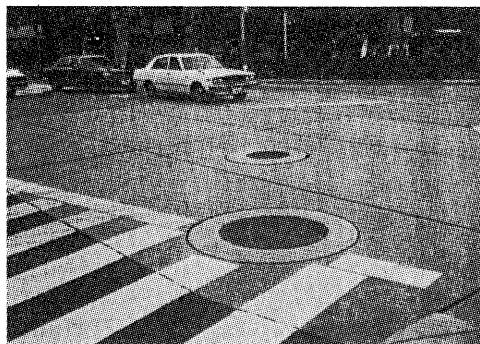


写真-24 プレキャストP C舗装

(5) 道路拡幅工事 (写真-25)

施工地：山形県西村山郡西川町

工法：張出し道路拡幅工法

上部構造 プレテンションP C桁 (28本)

下部構造

谷側支点 コンクリート擁壁による直接基礎

山側支点 ロックアンカー基礎 (長さ5.0 m)

規模：延長 69.6 m

荷重：T-14

竣工：昭和63年3月

施工：岡部土木㈱

特徴：山間部の道路拡幅工事にプレキャストP C部材とロックアンカーを使用した張出し工法を用いたものである。

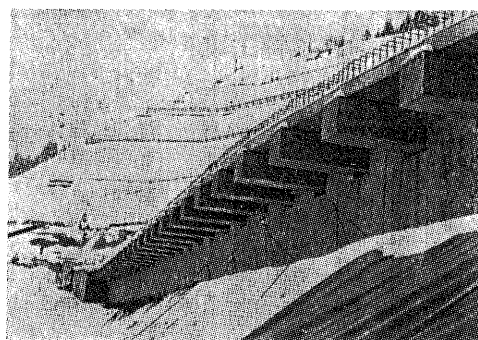


写真-25 ロックアンカーを用いた道路拡幅工事

張出し工法の採用によって切盛土量が少なくなり，工費の軽減ができ，また自然保護に有効である。プレキャスト部材を用いているため，現場作業が少なくなり，工期の短縮が可能などの特長がある。

構造は片持ち梁形式で，谷側部の基礎コンクリート支点と山側支点のロックアンカー（負反力に対処，総ネジ異形P C鋼棒， $\phi 23$ mm，定着長2.0 m）とで構成している。プレキャスト主桁および床版はロックアンカーで締め付けて順次設置し，目地は弾性シーリング材で被覆し，防水処理を行っている。

7. 四国のP C構造物 (表-1, 2)

四国内のP C長大橋梁および技術的に特徴のある橋梁の一覧を示す。

表-1 四国内のP C工事実績（長大橋梁）

[illegible]

表－２ 四国内のＰＣ工事実績(技術的特徴のある橋梁，表－１に記載した長大橋梁は除く)

橋 梁 名	発 注 者		所 在 地		支 間 長 及 び 橋 長		幅 員		荷 重		構 造 形 式		架 設 方 法		工 期
	機 関	出 先 名	県 市 町 村		連 数	支 間 数	歩 車 道	車 道 鉄 道			単 純	連 続	クレーン	ワーゲン	
新加茂川大橋	愛媛県道路公社		愛媛県		550=61*9		車道7.75	TL 20			連続桁		ワーゲン		S 51. 5
			西条市				歩道1.50				長大橋		支保工		S 53. 5
片柏大橋	高知県		高知県		180=59.9		車道7.75	TL 20			連続桁		ワーゲン		S 58. 6
			土佐清水市		+67+51.1		歩道2.00						支保工		S 59. 3
岩黒島高架橋	本四連絡橋公団		香川県		92.6=42.5*2		車道23.20	TT 43			二層ラーメン橋		ワーゲン		S 59. 9
			坂出市		(82=41*2)		鉄道 複線	KS 16							S 63. 3
岩黒島電力ケーブル専用橋	電源開発㈱		香川県		82=41*2						連続桁		支保工		S 61.11
			坂出市												S 62. 5
表橋	日本道路公団		愛媛県		349=29*12		車道18.50	TL 20			連結 連続合成桁		ガーダー		S 61. 3
			伊予三島市					TT 43					埋設型枠		S 62.10
ひぐらし谷橋	川の北開発㈱		愛媛県		75 (一連)		歩道1.5				PC吊り床版橋		ケーブル架設		S 62. 4
			新居浜市												S 62. 8
川滝橋	日本道路公団		愛媛県		226=49.8*2+62.5*2		車道11.00	TL 20			連続桁		ワーゲン		S 62.12
黒田橋			伊予三島市		170=36.9+55.5+43+33.4		車道10.40	TT 43					支保工		H 2. 4

謝 辞

本稿をまとめるに当たっては，(社)プレストレストコンクリート建設業協会四国支部に資料の収集など，多大なご援助をいただきました。ここに心からお礼申し上げます。

(仮称)新十勝大橋 の設計と施工

北海道開発局帯広開発建設部

帯広道路事務所 工事課長 佐藤 昌志

1. はじめに

一般国道 241 号の交通渋滞を解消するために計画された帯広北バイパスは、昭和60年度工事着手し整備が進められている。

本橋は、帯広北バイパスに於ける十勝川を渡る橋梁として建設される長大PC橋である。そのうち主径間部は、3 径間連続桁で、国内最大の支間170mを有し支点反力が1万tにもなる。本文では、橋長755mの内主径間部の設計及び施工の特色について紹介する。

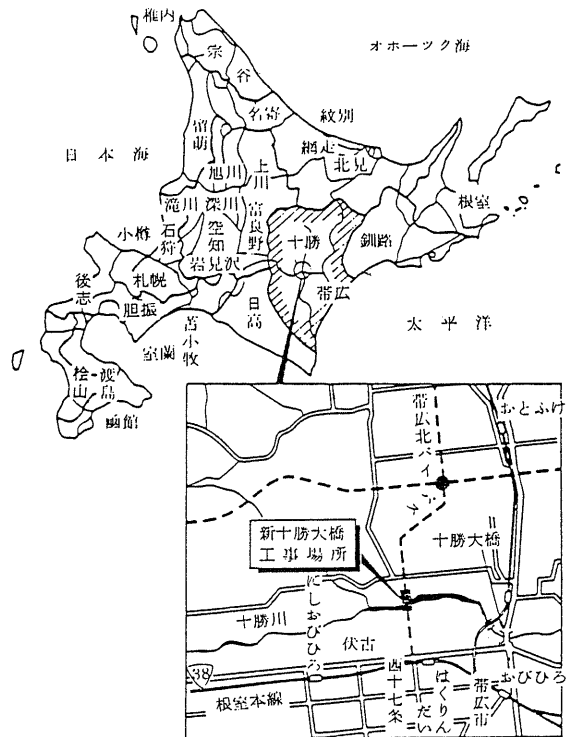


図-1 位置図

2. 工事概要

2.1 橋梁諸元

工 事 名：一般国道 241 号帯広市新十勝大橋上部架設

その1工事

構造形式：3 径間PC連続変断面箱桁

橋 格：1 等橋 (TL-20)

橋 長：380m (105m+170m+105m)

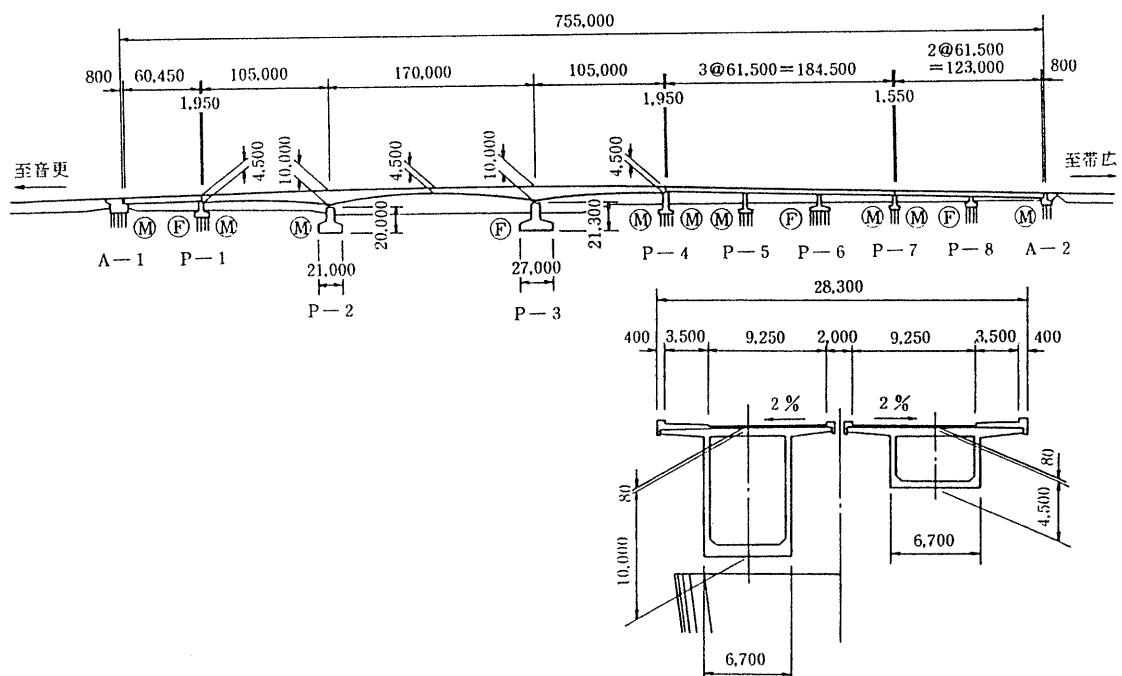


図-2 一般図

有効幅員：9.25 m (車道) + 3.5 m (歩道)

縦断勾配： $i = 3.0\%$ ， $i = 1.0715\%$

横断勾配： $i = 2.0\%$

架設工法：場所打片持架設工法

定着工法：主方向－ディビダーク工法，横方向－フレシネ工法

表－1 主要材料

2.2 主要材料

表－1 に示す。

材 料	仕 様	単 位	数 量
コンクリート	$\sigma_{ck} = 40.0 \text{ kg/cm}^2$	m^3	6.658
鉄 筋	SD30A	t	695
PC鋼棒	B種2号， $\phi 32 \text{ mm}$	t	536
PC鋼線	SWPR1.12 $\phi 7 \text{ mm}$	t	38

3. 設 計

3.1 設計概要

本橋は、国内最大級の中央支間を有する変断面連続桁であり、諸々の問題が生じ、照査を行った。

3.2 設計条件

活 荷 重：TL－20

温 度 差：上床版 $+5^\circ\text{C}$

雪 荷 重：0 t/m

支 点 沈 下： $\Delta\ell = 10 \text{ mm}$

クリープ係数：主方向 $\varphi = 1.4$ (不静定力)

$\varphi = 2.0$ (有効応力)

横方向 $\varphi = 2.6$

乾 燥 収 縮 度：主方向 $\epsilon_c = 17 \times 10^{-5}$ (有効応力)

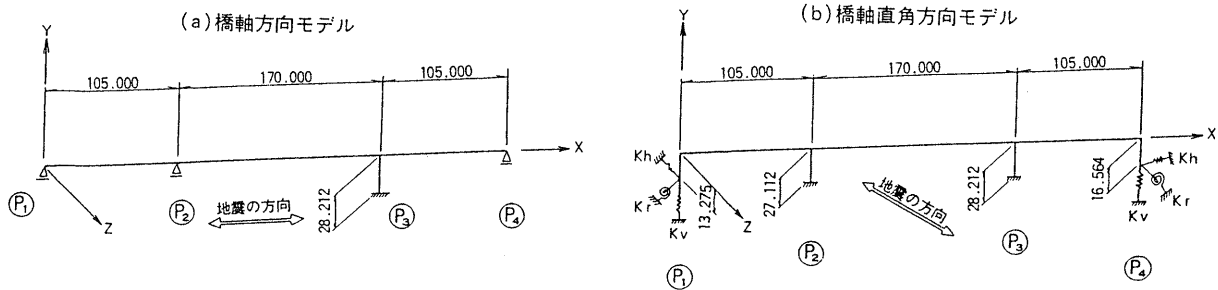
$\epsilon_c = 20 \times 10^{-5}$

ヤング係数：主桁 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

3.3 特殊解析

3.3.1 地震応答解析

道路橋の耐震設計法は、震度法または応答を考慮した修正震動法を基本としているが国道にかかる長大橋で、公共性の高い構造物であることから動的地震応答解析により耐震安全性を照査している。解析は、応答スペクトル法を用い、入力地震波として建設省土木研究所から提案されている平均応答スペクトル曲線を用いている。その結果、許容応力度を超えている断面部には、鉄筋の補強にて対応している。



図－3 解析モデル

3.3.2 温度応力の解析

コンクリートの水和熱によるひびわれに対し「マスコンクリートのひびわれ制御指針」にのっとり、有限要素法により温度応力の解析をニューマチックケーソンで施工されたP-3下部工、新旧コンクリート打継ぎ、中間支点横桁の3カ所について解析し、後で述べる中間支点横桁については計測を行った。

3.4 断面形状およびブロック割り

3.4.1 断面形状

箱桁断面は1室箱桁断面で桁高を中間支点横桁10mから、支間中央4.5mまでsin曲線で変化させた。支間桁高比は柱頭部で1/17、支間中央部で1/38である。上スラブ厚は45～35cm、ウェブ厚は80～35cm、側径間で80～50cm、下スラブ厚は90～28cmまでの変化とした。

3.4.2 ブロック割り

ブロック割りは、使用する200t・mのフォルバウワーゲンで施工するため、柱頭部で8.0m、その他は1ブロックを2.0m～3.2mで図-4に示すブロック割りで施工した。

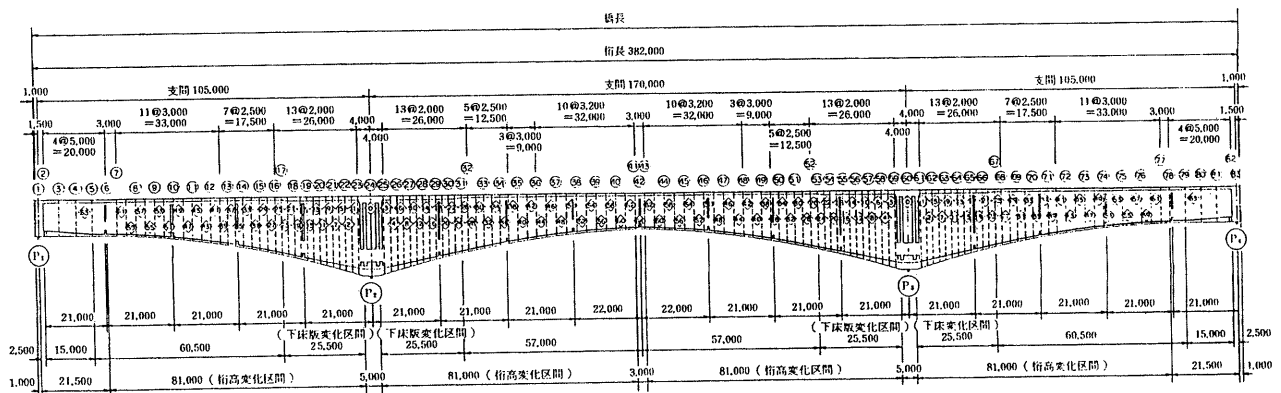


図-4 ブロック割図

3.5 断面力

3.5.1 主方向断面力

主桁の断面力の算出は、曲げモーメント、せん断力については梁理論で行い、橋面荷重及び活荷重の偏載によるねじりモーメントは、平面格子解析により算出した。また、完成構造系は、3径間連継箱桁橋であるが、施工が進むにつれ構造系が変化するので主桁自重及びプレストレスによる2次応力は構造系変化に伴うクリープによる不静定力を考慮した。

3.5.2 横方向断面力

横方向は、上スラブをPC部材、ウェブ、下スラブをRC部材とした箱型ラーメン構造として平面骨組解析を行った。中間支点及び端部横桁の算出は、支点に作用する全反力を単純梁に等分布荷重で載荷することによって解析を行った。

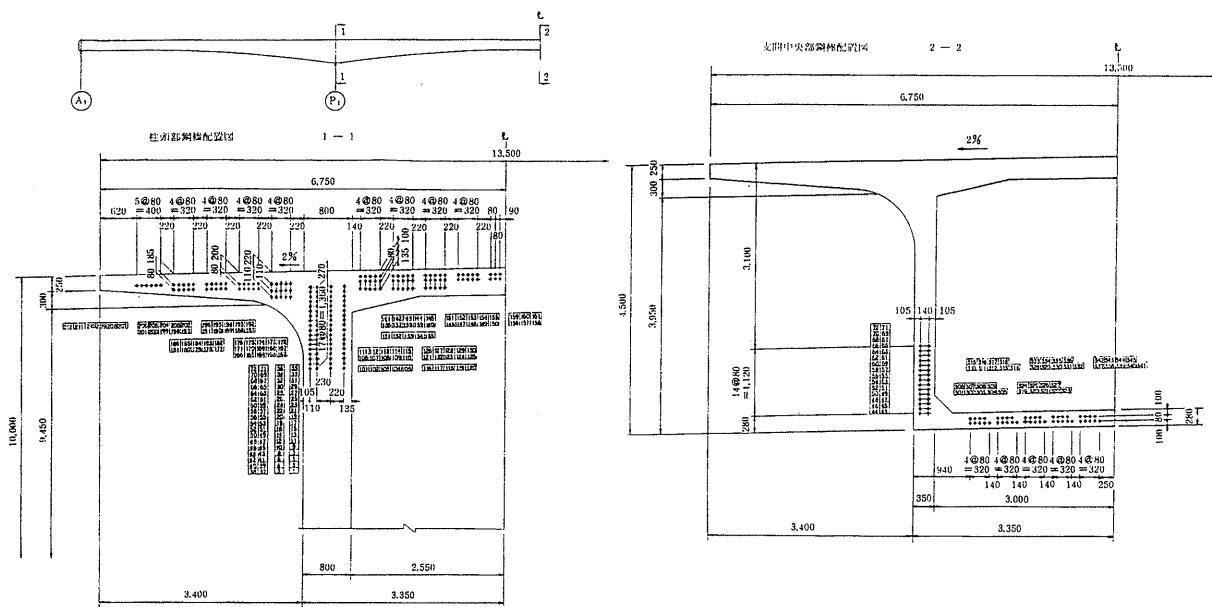


図-5 鋼棒配置図

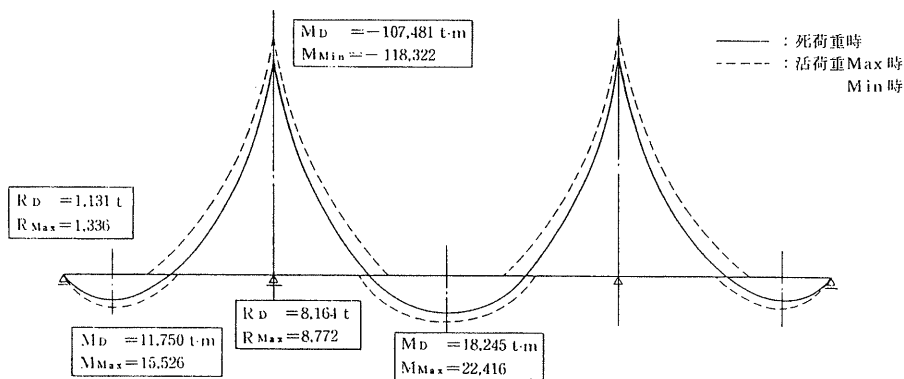


図-6 主桁の設計荷重時曲げモーメント及び反力

3.6 桁高変化に伴う照査

下床版鋼棒配置は支間中央で90本、側径間で48本、と非常に多く桁高が4.5m～10.0mまで変化するためPC鋼材を緊張した時の腹圧力及び下床版のアーチ作用による圧縮力の鉛直分力が下床版に作用する。従って、算出された鉛直分力を横方向の設計と同じ箱型ラーメン構造に等分布荷重として載荷するとともに、横方向の設計より下床版自重、上床版横締めケーブルによる2次モーメントも同時に作用させ、これらの影響を全て含めて下床版の断面照査を行った。その結果、下床版の橋軸直角方向鉄筋量が支間中央部でD16ctc250からD22ctc125、側径間部でD16ctc250からD19ctc125となった。

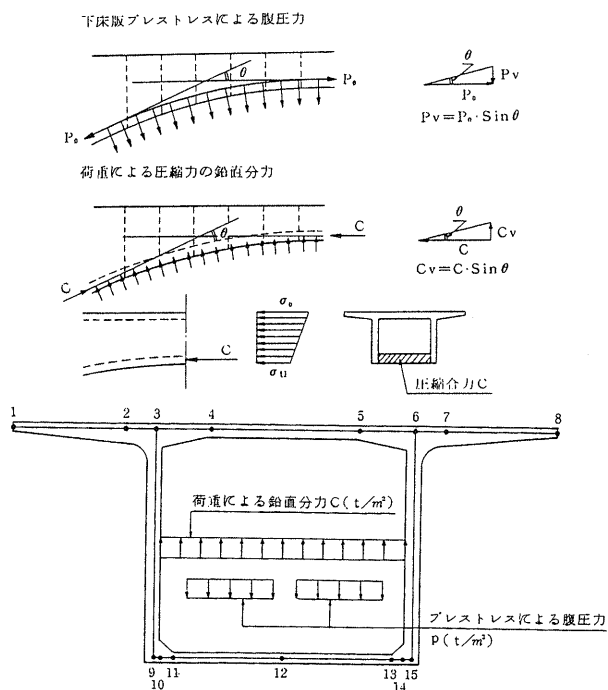


図-7 桁高変化に伴う鉛直力の影響

3.7 主桁支点端部切欠きの検討

本橋は、両端の施工が完了していることから、緊張のための作業スペースを確保するために切欠き部を設けた。その結果、切欠き部が端支点近くの横桁、並びにウェブ上にあたるため、支点反力が十分に伝達していなければならない。また、切欠き部には緊張力が作用するため隅角部に局部的に引張応力が作用する。これらの挙動を検討するため、有限要素法により解析を行った。

その結果、せん断応力度は横桁を通してスムーズに伝達されていた。しかしながら、緊張力により切欠き隅角部には、許容斜引張応力度 $\sigma_{ta} = -15 \text{ kg/cm}^2$ を越える $-40 \sim -70 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力度が発生した。

このことから、隅角部の引張を打ち消す方向に横締め鋼棒を配置した。

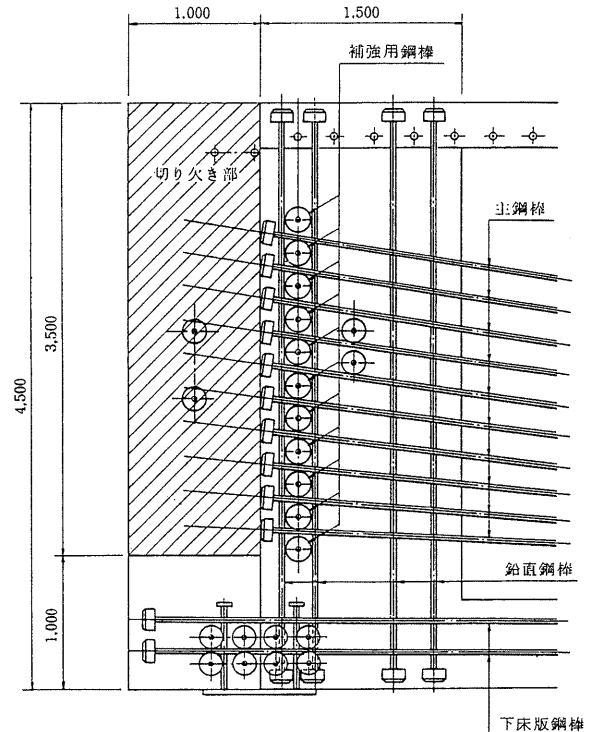


図-8 鋼棒配置図

4. 中間支点横桁のマスコンクリート対策

4.1 温度応力解析

中間支点横桁は、工程上 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ の早強ポルトランドで施工され、施工時期も7～8月頃となるため解析を行い、ひび割れ指数が1.5以上となるようにリフト割りを行った。その結果、7リフトで施工し、打設間隔は1～6リフトを5日間隔で、7リフトは6リフト打設後7日目で施工することとした。

表-2 設計条件

項目	内容
設計条件	コンクリートの種類 早強ポルトランド $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
	外気温 19℃ (桁下面のみ14℃)
	コンクリート打込み温度 20℃
	リフト間隔 7リフトで1～6リフトが5日 7リフトが7日
材料	配合 Ww(kg/m ³) Wc(kg/m ³) Ws(kg/m ³)
	160 430 1793
	密度 ρ 2.3 t/m ³
	比熱 C 0.29 kcal/kg℃
特性	熱伝導率 λ 2.3 kcal/mh℃ (コンクリート標準)
	熱伝達率 γ コンクリート表面 11 kcal/mh℃
	型枠(合板) 7 "
	シート養生 5 "
力学的特性	養生マット+散水 7.5 "
	断熱温度上昇式 $Q(t) = 58.0 \times (1 - e^{-1.404t})$
	圧縮強度 $f'_c(t) = \frac{t}{2.9 + 0.97t} \times f'_c(91)$
	引張強度 $f_t(t) = 1.4 \sqrt{f'_c(t)}$
	ヤング係数 $E_e = 1.1 \times 10^4 \sqrt{f'_c(t)} : t = 3 \text{ 日まで}$
	$E_e = 1.5 \times 10^4 \sqrt{f'_c(t)} : t = 3 \text{ 日以降}$
	線膨張係数 $\alpha = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
	ポアソン比 $\nu = 0.167$

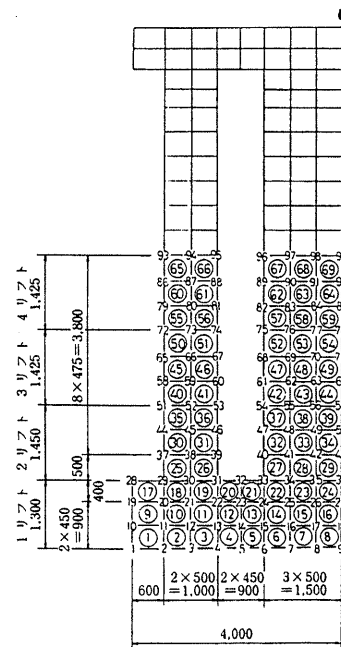


図-9 F.E.M 解析モデル図

4.2 温度応力測定

FEM解析により計算された温度及び温度応力等、諸仮定の妥当性を検証するため、横桁各部に計測機器を設置し、実際に生ずる温度及び温度応力の測定を行った。計測機器は熱伝対（温度測定）、埋込型ひずみ計（温度応力ひずみの測定）、有効応力計（温度応力の測定）をそれぞれ図-10に示すように1～4リフトに設置した。また、温度応力が問題となる若材令時において、コンクリートの弾性係数、圧縮強度、引張強度などの基本的性質は、材令により著しく変化するため、有限要素法で推定した力学的特性について、試験によりその特性を比較した。

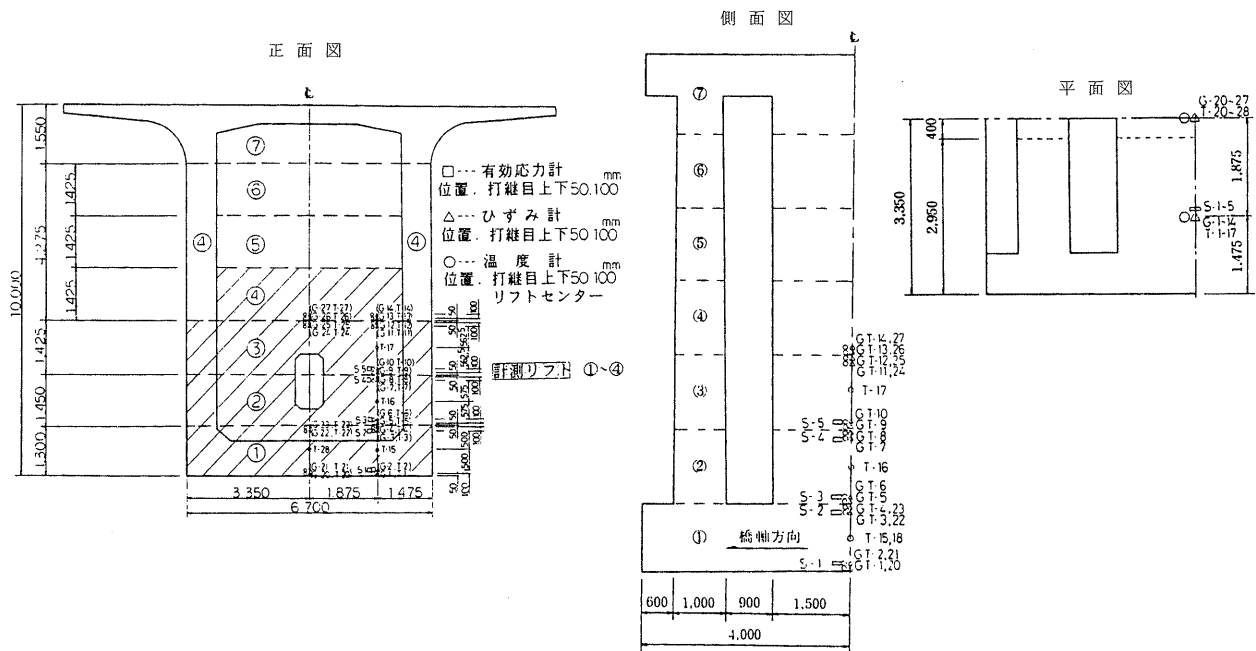


図-10 計測器取付図

4.3 測定結果

圧縮強度、引張強度については図-11に示すように初期の段階で強度の発現が早い。弾性係数については図-10に示すように材令($t=0\sim5$ 日)に於いて仮定値を上回り、それ以降は2本の仮定値の間に入っている。仮定値については、クリープの影響が大きい初期の段階を除いては、 $\sigma_t = 400 \text{ kg/cm}^2$ で推定した値で解析を行った場合、弾性係数が測定値より7～8%高いので、算出された引張応力度は測定値と比較して多少高めの値であった。温度履歴については図-12に示すように測定値は、ピーク到達後解析値より下回り、コンクリート打設後20日程度でコンクリート温度が外気温と同じようになり水和熱による温度上昇はほぼ終了したと考えられる。応力履歴については図-13に示すように1リフト上層部では、全体的な履歴形状は、解析値も測定値もほぼ同じ傾向を示すが、打設後0～5日の間で測定値は外気と接しているため、急激な変更を示し表面と内部の温度差により打設後18時間で約 4.5 kg/cm^2 の引張応力が生じている。2リフト下層部では、解析値と有効応力はほぼ同じ傾向を示し次リフト打設後の応力は、解析値では3日後で最大約 3 kg/cm^2 の引張応力に変わることが予測されたのに対し、測定値は12時間後で、その値は最大 12 kg/cm^2 であった。また、ひずみ計応力は残留ひずみがあるため、全て圧縮応力度となっている。各リフトでは、温度履歴からもわかるように昼夜の外気温に変化があるので外気温を一定として行った解析値と比較して引張応力度が急激に変化している。

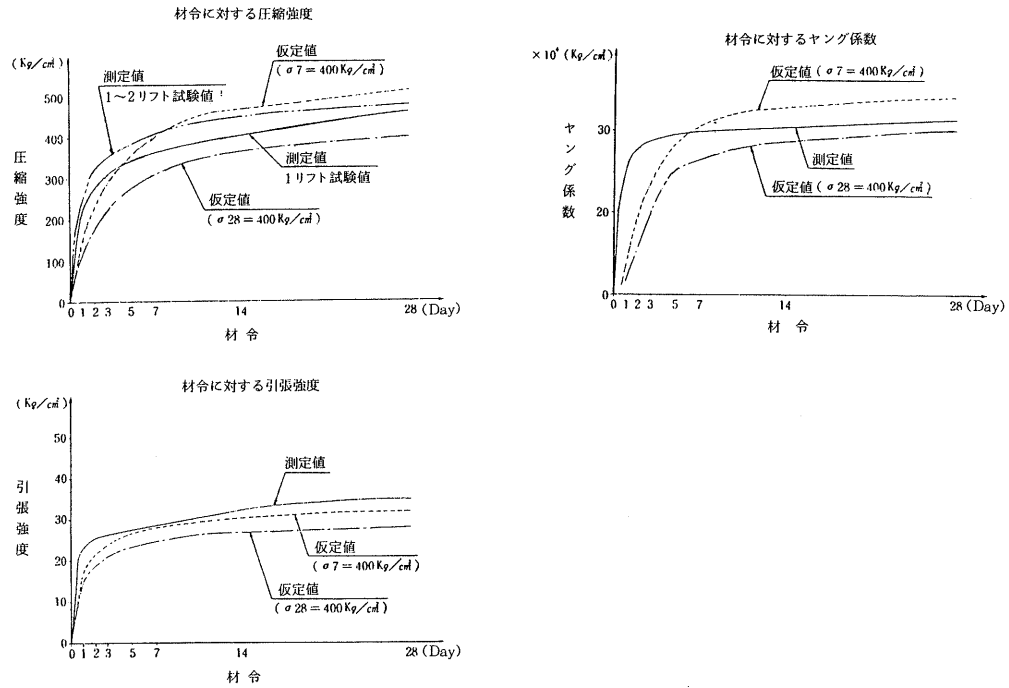


図-11 各材令に対する強度，弾性係数

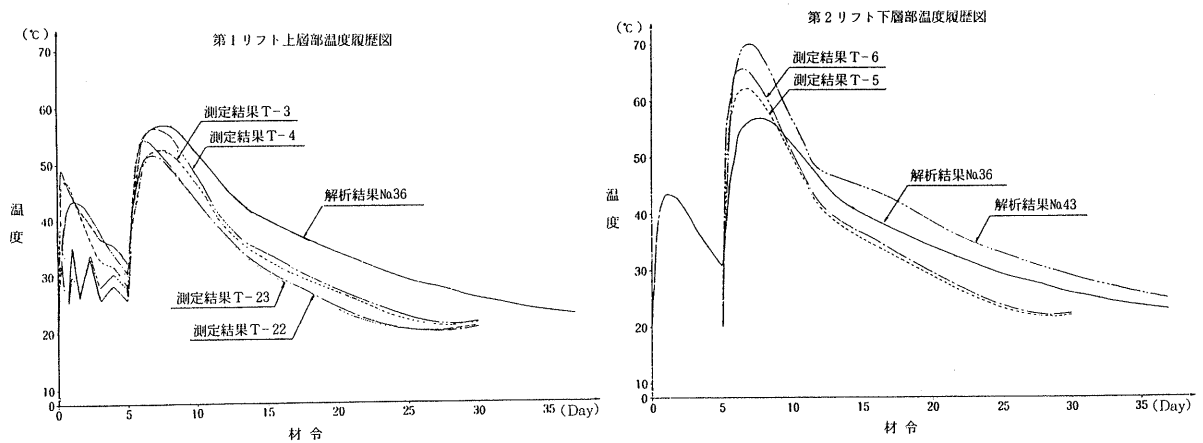


図-12 温度履歴図

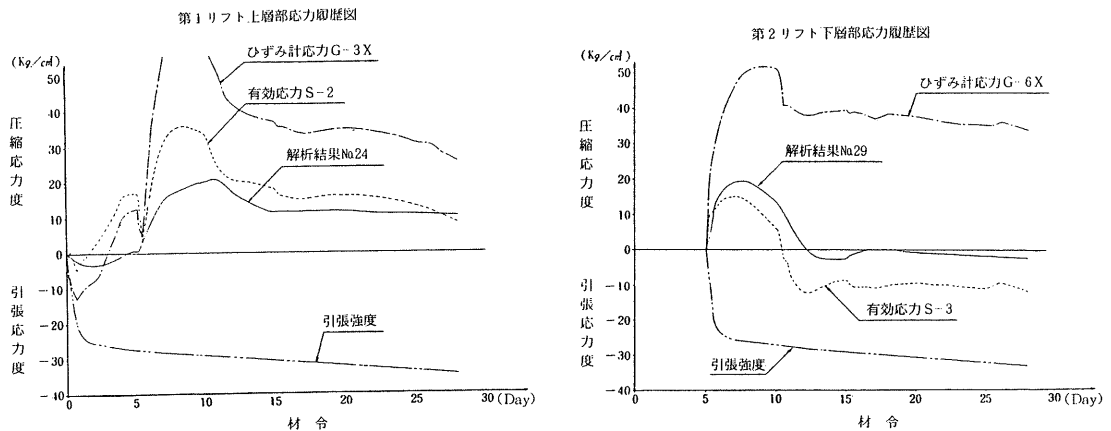
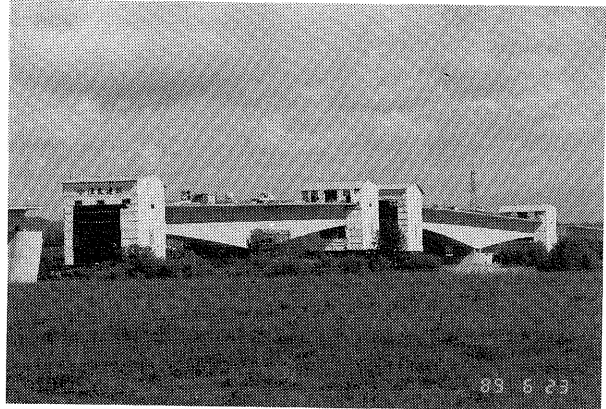


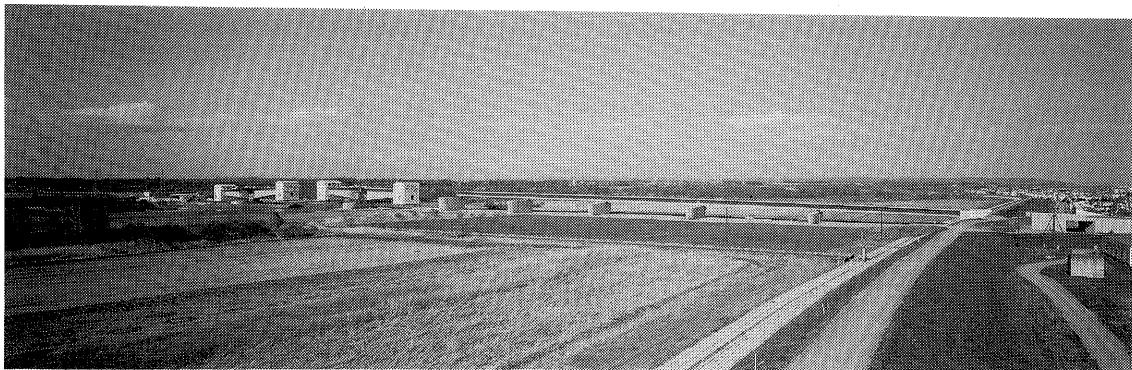
図-13 応力履歴図

4.4 考 察

有限要素法で決定したリフト割で施工を行ったが、クラックの発生は全く認められなかった。これは実際の弾性係数が、初期に於いて解析値より大きかったにもかかわらずクリープ等によるひずみ成分がかなり大きくなり、解析値程度の引張応力しか作用しなかったためと考えられる。外側の型枠は全リフト打設完了まで脱型しなかったため保温効果が適度に得られた。クリープ等のひずみによる影響は、打設後5日程度では、各断面で平均的に大きい。次リフト打設後外部拘束によって引張応力を受ける断面（打継目部）では、それ以降でも温度応力以外のひずみ（クリープ、乾燥収縮）による影響が大きいことを留意すべきである。本構造物のような形状であれば十分に温度状態、応力状態は把握できる範囲であると考えられる。



写真－1 張出施工状況



写真－2 新十勝大橋全景

5. おわりに

冬期間は道内でも有数の極寒地であり、数日は -30°C を越える日もある。このような気象条件の中で新十勝大橋は、今年度本体工事を完了する。橋面上からは雄大な日高山脈、広大な十勝平野を一望でき十勝の名称の一つになると思われる。

最後に本橋の設計・施工にあたり御協力いただいた関係各位に感謝の意を表わすものである。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひびわれ制御指針，昭和61.3
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編・施工編），昭和61.10

PC 橋 の 計 画 に つ い て

— PC 道路橋計画マニュアル —

(社) プレストレストコンクリート 建設業協会

プレストレストコンクリート (PC) の技術がわが国に導入され、実施され始めて、約40年の歳月が経過しようとしている。この間、関係諸機関の格別の理解と指導によって、今日では橋梁以外の分野においても、建築、上下水道タンク、その他の容器構造物、防災施設、海洋構造物およびその他の特殊構造物の分野で広く普及して、需要は年ごとに増大の傾向にある。

当協会の主たる分野である橋梁についてみると、特に最近の施工法に係る新技術の導入・開発に伴って、大規模橋梁、長大径間橋梁が次々に建設されるようになって来ており、構造形式、架設工法等が多様化の傾向をたどっている。見方を変えると、コンクリート橋は、種々の条件に対応できる自由度を持っているといえることができる。

しかし、一方では、PC橋の計画に当っては、その支間の大きさや規模に応じて主桁形状、構造形式および架設工法の最適な組み合わせについて検討を行い、これに加えて使用性、補修性および美観等の条件を考慮して決定されるので、“煩雑”との批判がある。

当協会では、このような現状に着目し、過去10年間の完成橋梁についての分析資料をベースにして、PC橋の企画、計画に携わる技術者の計画段階における種々の煩雑さを解消し、容易に設計・積算が行えるような「手引き書」の作成に取り組んできた。

この程、不十分ながらも「PC道路橋計画マニュアル」の一応の完成をみたので、本技術講習会の機会を利用して、ここに全文(別冊)を紹介すると共に、その概要について述べる。

主な目次は次の通りである。

1 章 PC 橋の計画

- 1 PC 橋の計画一般
- 2 プレキャスト標準桁橋の選定
- 3 場所打PC橋の選定

2 章 PC 橋の主要材料

- 1 PC 橋の材料一般
- 2 プレキャスト標準桁橋の概算数量
- 3 プレキャスト合成桁橋の概算数量
- 4 場所打PC橋の概算数量

3 章 上部工の標準工期

- 1 標準所要日数の算出
- 2 各工法別フローチャートおよび標準作業量
- 3 施工計画
- 4 標準工程表作成例

4 章 PC 橋の概算工事費

- 1 橋梁単位面積当り概算工事費

5章 資 料

- 1 下部構造（主要材料，工事費）
- 2 特殊なP C橋および工法

何分にも，当協会としては，初めての試みであり，検討不十分な箇所もあると思われる。関係各位の忌憚のない御意見を賜われれば幸甚である。

平成2年1月20日 印刷
平成2年1月25日 発行

最近のPC技術の動向と話題

頒価 4,500円
(〒450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 〆 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京(03)260-2521 振替口座 東京7-62774番
FAX. 東京(03)260-2518

〒162
東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル

