

# プレストレストコンクリート 構造物の新たな動向

－第32回PC技術講習会－

平成16年2月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会





# 目 次

## PC技術における新しい構造－PC構造物における新たな挑戦－ ..... 1

新たな構造形式と施工方法、材料および設計手法

群馬大学工学部教授・本協会副会長

辻 幸 和

## PC技術における新しい構造－PC構造物における新たな挑戦－ ..... 23

プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)と高強度鉄筋PPC構造設計指針

東京工業大学大学院教授・本協会理事

二 羽 淳一郎

## PC建築と免震構造 ..... 39

京都大学大学院教授・本協会会長

渡 邊 史 夫

大阪大学大学院教授・本協会理事

大 野 義 照

(株)竹中工務店

角 彰

(株)ピーエス三菱

林 三 雄

大成建設(株)

松 原 正 安

フドウ建研(株)

坂 田 博 史

## 最新のPC橋梁技術－耐久性向上への取り組み－ ..... 77

日本道路公団 技術部 構造技術課長

猪 熊 康 夫

日本道路公団 技術部 構造技術課長代理

水 口 和 之

日本道路公団 技術部 構造技術課

芦 塚 憲一郎

日本道路公団 技術部 構造技術課

大 城 壮 司

日本道路公団 静岡建設局 建設部 構造技術課長代理

青 木 圭 一

## 海峡部橋梁における維持管理－本州四国連絡橋公団としての取り組み－ ..... 89

本州四国連絡橋公団 保全部 橋梁保全課長

帆 足 博 明

本州四国連絡橋公団 保全部 道路保全課長代理

石 原 和 幸

本州四国連絡橋公団 保全部 橋梁保全課長代理

斉 藤 哲 男

本州四国連絡橋公団 保全部 橋梁保全課長代理

津 留 和 彦

## PC技術と新素材 ..... 109

大阪工業大学教授・本協会理事

小 林 和 夫



# PC技術における新しい構造 —PC構造物における新たな挑戦—

新たな構造形式と施工方法、材料および設計手法

群馬大学工学部教授・本協会副会長

辻 幸 和

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート（PC）の構造形式は、多様化・高度化するとともに、鋼との複合化がより一層推進され、PCは新たな展開が図られている。高強度なPC緊張材を用いたPCは、PC緊張材には引張力をまたコンクリートには主として圧縮力をそれぞれ導入した構造であり、優れた構造特性を有している。これまで、PCはその構造特性を各種の構造物に工夫を凝らして適用し、社会基盤の整備に顕著な貢献をしてきた。

そして今日では、土木・建築の各種の構造物や施設に要求される性能がより多様化しているとともに高度化・高品質化し、加えてコスト縮減の要請が高まってきている。これらの要請に対応した基礎的研究、実験的研究、そして実証的適用等の各段階を踏まえて、新しいPC構造形式が模索され、また開発されてきた。今後とも、新たなPC構造形式の開発の基本姿勢は持続されることであろう。

また、持続的发展を遂げる循環型社会に適応したPC技術を開発することが要請されている。このようなPC技術の開発は、超耐久性の確保や補修・補強等とも関連して、これまで以上に積極的に取り組まなければならない課題でもある。

本文では、我が国におけるPC構造技術の最近の開発状況と今後の展望について、図-1に示すPC橋梁技術を中心にして述べてみたい。各種のPC構造形式およびPCの設計・施工・材料について、高性能化と合理化の観点から述べる。そして最後に、耐久設計と国際化の視点から、PC橋梁技術の最近の状況と今後の展望についても言及する。

## 2. PC斜張橋

PC斜張橋の実施例が増加している。道路橋、鉄道橋、歩道橋へと、多方面に適用さ

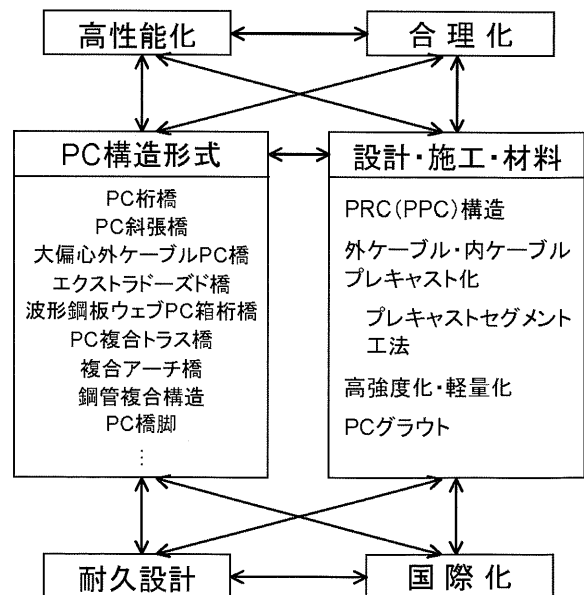


図-1 PC橋梁技術の現状



写真-1 木場公園大橋の斜材



写真-2 木場公園大橋の主塔

れてきた。当初のPC斜張橋は、主桁が鋼の鋼斜張橋に追随しての適用が多かったが、自重へのハンディキャップについても斜材の緊張力により克服でき、長大スパンの橋梁へも積極的に採用されてきた。世界最長支間はスカルンズンド橋（ノルウェー、91年）の530mまで達したが、我が国では鹿児島県の伊唐大橋（96年）の260mに留まっている。鉄道橋としては、支間が135mの長野新幹線の第2千曲川橋梁が、我が国では最長である。

主塔、斜材および主桁の種類や形状寸法等について、多様な斜張橋が各地で建設されている。そして、それぞれの地域のランドマークとなり、また市民生活の中で重要な地位を占めている。

木場公園大橋をその代表例として挙げたい（写真-1、写真-2）。曲線を基調としたY字形の橋を基本テーマにしたこの橋は、木場公園のシンボル橋として建設され、下町のランドマークとして住民に親しまれている。なお木場公園は、昭和天皇陛下ご在位50年記念公園の指定を受け、東京都江東区に平成3年度までに整備された都市公園である。

今後ともPC斜張橋は、景観設計に工夫がなされ、個性化と長大化が図られることになろう。また、長大化に伴う耐風設計手法、および斜材の緊張力の管理やプレキャストセグメント方式などの施工方法についても、今後ますます洗練されていくことであろう。

斜張橋の主桁における鋼とPCの橋軸方向の複合化手法は、重要である。本州四国連絡橋の生口橋（91年）や多々羅大橋（99年）、ノルマンディー橋（フランス、94年）などの実績とともに、複合化手法は今後とも長大化の視点から有望である。

複合化に際しては、接合部についてのより合理的な設計手法や施工方法を確立することが要請されている。また、鋼とPCとの最適配置方法、PC部分の更なるプレキャスト化を図っての急速施工化などが、今後の開発課題として残されている。

矢作川渡河部に建設中の矢作川橋では、鋼と波形鋼板ウェブPC箱桁との橋軸方向の複合化が採用された。最大支間長は235mの4径間連続複合斜張橋であり、標準幅員が43.8mにもおよぶ広

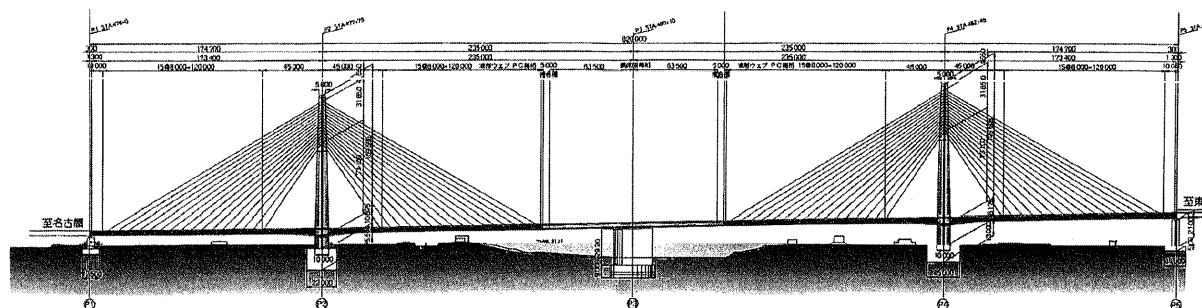


図-2 矢作川橋

幅員を、一面吊りの斜材で支えるものである(図-2)。高速道路における一面吊りのPC斜張橋は、上信越自動車道に1992年に竣工した碓氷橋以来である(写真-3)。曲線を多用した高さ113mの主塔を持つPC斜張橋の優美な姿は、避暑地軽井沢へのランドマークとなっている。

斜材部分をコンクリートで被覆し、さらにプレストレスを導入したPC斜版橋も建設されている。我が国では、斜材の応力振幅が大きく、たわみ制限が厳しい鉄道橋に主として採用されている。JR東日本の名取川橋梁や、新幹線で最初の九州新幹線川内川橋梁がある。川内川橋梁では、2基の主塔の高さを低く抑えており、また主塔の無い橋脚上では後述するフィンバック形式を採用して、桁上面の連続性を強調している(図-3)。

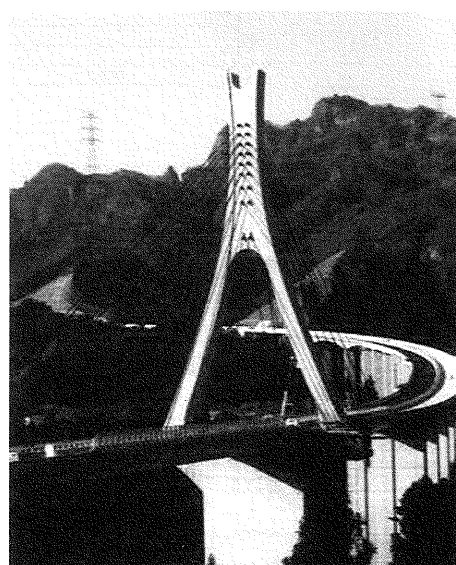


写真-3 碓氷橋

PC斜張橋の新たな展開として、主塔を斜張橋と吊橋が共有する複合橋が竣工した。主塔付近の斜張構造部分はPC桁で、支間中央部の吊構造部は鋼桁で構成された複合構造であり、ハイブリッドPC斜張橋と称されている。青森県西津軽郡に2002年12月に建造された主塔中心間隔が

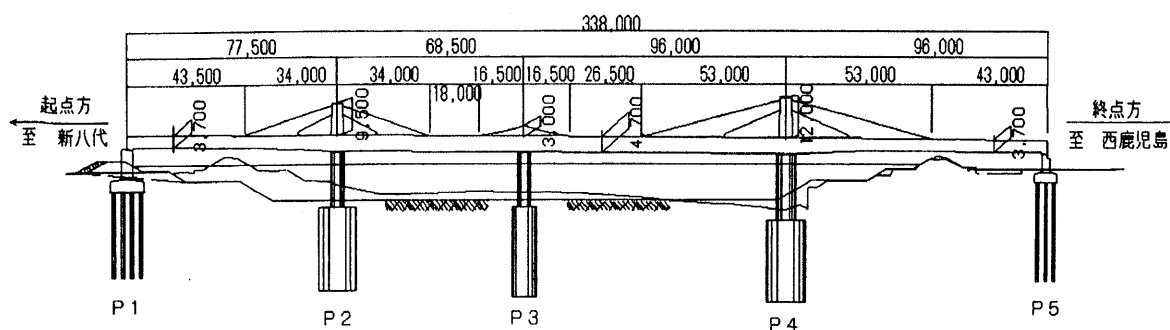


図-3 川内川橋梁

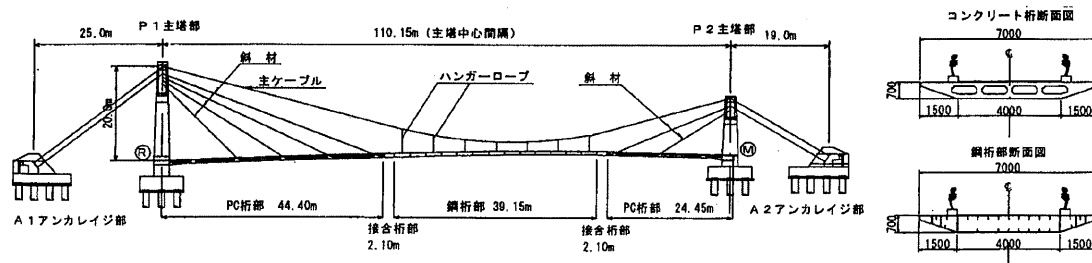


図-4 なぎさ・ブリッジ

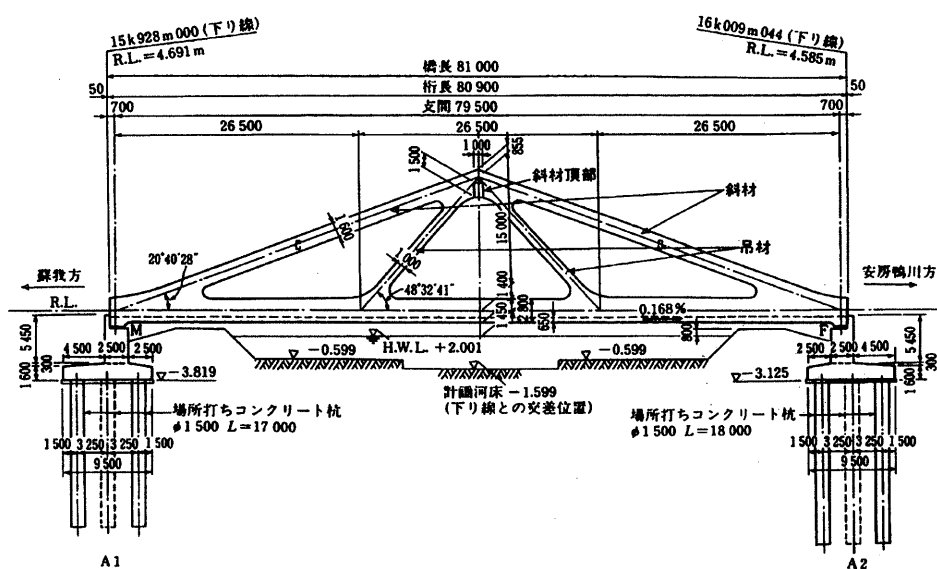


図-5 姉ヶ崎川橋梁

110mのこの歩道橋はなぎさ・ブリッジと称され、PC斜張橋と鋼吊橋の異種構造を組み合わせた世界で最初の橋梁である（図-4）。

PC斜吊橋が、千葉県姉ヶ崎川橋梁に鉄道橋として我が国で初めて採用された。PC斜吊橋は、PCの主桁端部から上方へ、圧縮力が卓越するRCの斜材を配置し、その頂部から主桁を支持するPC部材の吊材を配置した構造形式である（図-5）。直線部材を組み合わせたシンプルな構造形式であり、中規模の単スパンの橋梁に優れた施工性と経済性を発揮することが期待できる。

### 3. 外ケーブル構造PC橋

外ケーブル構造は、PC鋼材の防錆技術と構造解析手法の両者の向上に伴い、1980年代後半より使用例が増加している。部材断面内に配置される内ケーブルとの併用が合理的であると考えられ、当初は併用方式が一般的であった。その後、外ケーブルのみの全外ケーブル方式についても採用され始めている。現在建設中の第二東名の大平高架橋（13径間連続箱桁、最大押出し支間64m）は、我が国の代表例である（図-6）。

外ケーブル構造は、①部材断面を薄くすることができて自重を軽減できること、②大容量の

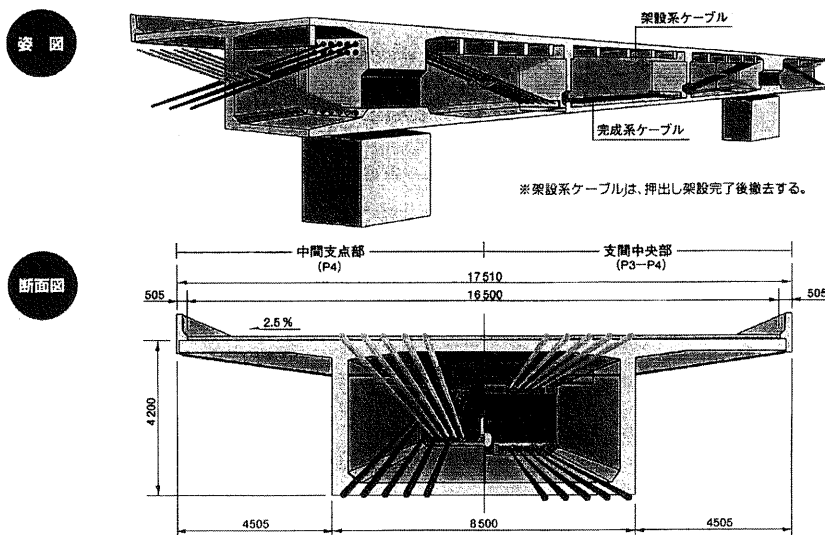


図-6 大平高架橋の外ケーブルの配置

PC鋼材を使用できること、および、③PC鋼材を直接目視できることによって、維持・管理が容易であることなどの利点がある。そのため外ケーブル構造は、場所打ち施工による箱桁橋やプレキャストセグメント方式の箱桁橋への利用が増加しているのみならず、後述する波形鋼板ウェブPC箱形橋には一般に使用されている。

大容量のPC鋼材の配置が可能だけに、PC鋼材の配置本数やデビエーターの配置方法と構造詳細などについての規定化が急がれていたが、日本道路公団の設計要領には詳しい記述がなされた<sup>1)</sup>。なお外ケーブルは、橋梁の建造に限らず既設構造物の補強の分野においても適用例が多くなっている。

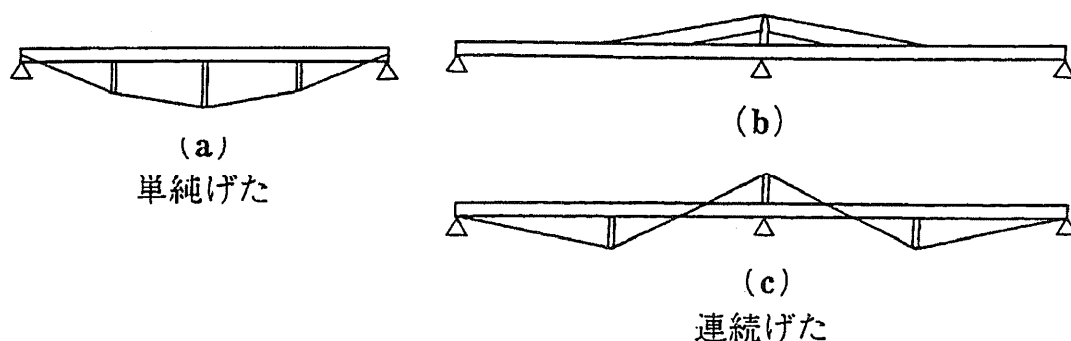
#### 4. 大偏心外ケーブルPC橋

外ケーブル構造は、大偏心外ケーブルPC橋へも拡張され、PCの適用分野を拡大させている。すなわち、外ケーブルを桁高の範囲内に配置する限りにおいて、曲げ耐力はボンド式の内ケーブルPC桁に比べて小さくなる。そのことを克服するため、外ケーブルを桁高の外に配置して、偏心量を大きくした構造形式が開発されたのである。そして大偏心外ケーブルPC橋は、外ケーブルの配置方法により、図-7に示す3種類に大別できる<sup>2)</sup>。

図-7 (a) に示すように、単純桁に作用する曲げモーメントに対して外ケーブルを大偏心量で配置したものである。PC張弦橋、大偏心外ケーブルトラスPC橋、自碇式上路PC吊橋等と呼ばれている。

図-7 (b) に示す配置方法は、連続桁の中間支承上の負の曲げモーメントに対して外ケーブルを大偏心量で配置したものである。エクストラドーズド (extradosed) PC橋と一般に呼ばれており、次章で詳述する。

連続桁の正と負の曲げモーメントに対して外ケーブルを連続的に大偏心量で配置した方法がある (図-7 (c) 参照)。大偏心外ケーブルトラスPC連続桁と呼称されている。



図ー7 大偏心外ケーブルの配置

#### 4.1 PC張弦橋、大偏心外ケーブルトラスPC橋

正と負の曲げモーメントに対して、図ー7 (a)、(c) に示したように外ケーブルを桁高の外に配置した大偏心外ケーブルPC構造が、近年数多く施工され始めた。桁高の外に外ケーブルを大偏心させて配置するためには、ケーブル位置を保持するとともにケーブルの配置角度を変化させるための支柱（デビエータまたはストラット）を設置することが必要である。そのため、コンクリート桁は圧縮力が作用する弦材、ケーブルは引張力が作用する弦材、支柱は鉛直材および斜材の機能を果たしていると見なされ、擬似的なトラス構造を形成している。大偏心外ケーブルトラスPC橋とも称されているゆえんである。

沼津市中央公園に建設されたあゆみ橋は、大偏心外ケーブルトラスPC橋とPC斜張橋を組み合わせた歩道橋である。また北海道森町に架設された望景橋は、2スパン連続で大偏心させた歩道橋である。中間支承上においては外ケーブルをコンクリートで覆ったフィンバック形状となっている。いずれも、景観にも優れた構造形式となっている。また望景橋の支間中央部では、床版下に配置されたトラスストラットによって主ケーブルが桁下に配置され、また中間支承上ではフィンバックの中に配置して桁上における主ケーブルの効率を高めている（写真ー4）。

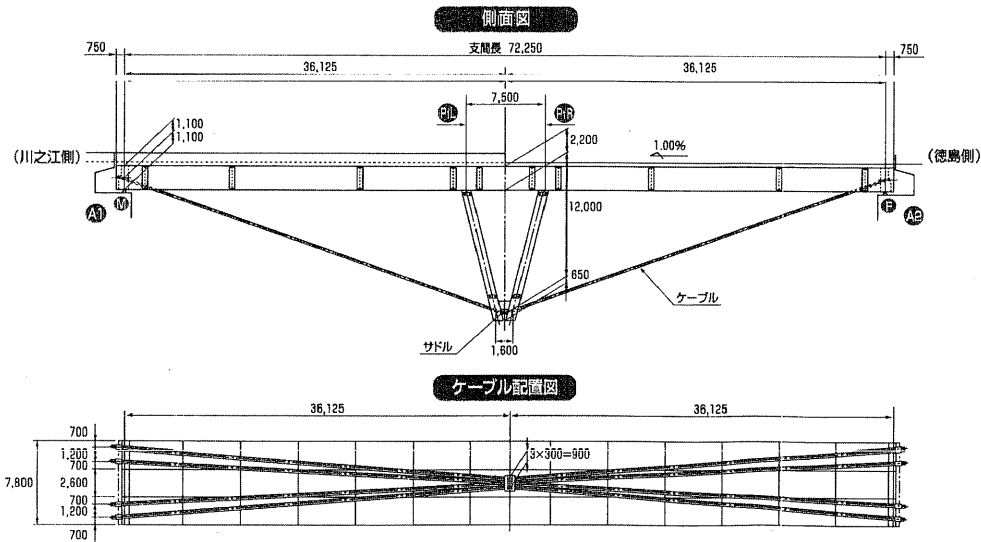
フィンバック形状としては、鉄道橋の鳴瀬川橋梁（宮城県、85m、99年）も著名である。鉄道橋のフィンバック形式は、世界で最初である。

また道路橋としては、鋼橋においても1998年に採用された。徳島自動車道の竹花第三橋（72.25m）である。鋼桁と支柱とケーブルでトラス構造を形式したケーブルトラス鋼橋であり、本格的な道路橋としては我が国で最初の建造である（図ー8）。



写真ー4 望景橋

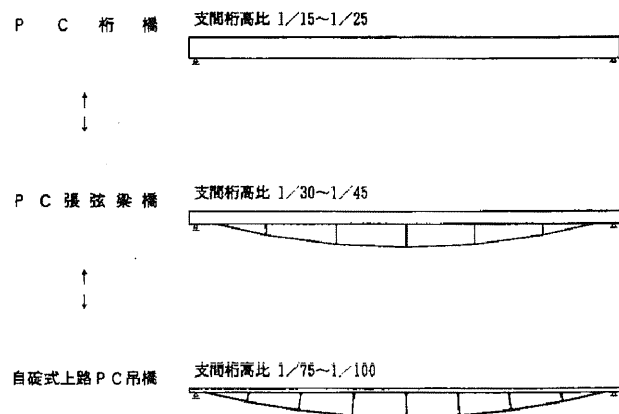




図－8 竹花第三橋

## 4.2 自碇式上路PC吊橋

大偏心外ケーブルトラスPC橋（PC張弦橋）を更に発展させた新しい構造形式の橋が開発され、適用されてきた。自碇式上路PC吊橋と称されている構造形式で、図－9に示すように、前述したPC張弦橋（大偏心外ケーブルトラスPC橋）と外観はよく似ているが、桁高をさらに低くしており、吊り構造の考えを採用している<sup>3)</sup>。鉛直材を介して主桁のPC桁を支持する外ケーブルを桁の両端に定着し、外ケーブルに作用する張力の水平成分を桁軸方向にプレストレスとして導入するものである。一般の吊橋は鉛直材が引張力を分担するのに対し、この構造形式は圧縮力を分担している。なお、外ケーブルの形状は吊橋と同様に放物線状となる。



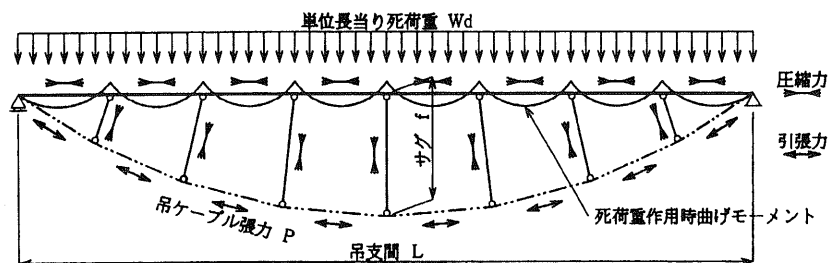
図－9 自碇式上路PC吊橋

自碇式上路PC吊橋の吊ケーブルの配置は、上述した外ケーブル併用吊床版橋と同様な放物線となる。しかしながら、吊ケーブルの張力は全死荷重を支持するように、すなわち、死荷重作用時の主桁の曲げモーメントが鉛直材の位置を支点とした連続桁と同等となるように、決定している。そして主桁の断面は、作用軸力に対する座屈の安全性、設計荷重作用時の応力度および活荷

重に対するたわみ制限より決めている(図-10)。

PC吊床版橋において吊床版の断面内に配置していたプレストレス導入用の2次ケーブルを鉛直材を介して吊床版断面外に設置して外ケーブル化した外ケーブル併用吊床版橋が建設された。福島県いわき市の県立いわき公園内に建設された森のわくわく橋である。吊支間が128.5mの歩道橋で、吊床版のサグよりも外ケーブルのサグを大きく設定することにより、下部構造への作用水平力を従来の直路式吊床版橋の70%程度に低減できるもので、世界で初めての試みである。なお、永久荷重作用時の死荷重分担比率は、吊床版が約40%、外ケーブルが約60%である(図-11)。今後は、吊支間が150~200mへの長支間化および簡易な道路橋への適用が可能となるであろう。

大偏心外ケーブルPC橋は、後述するエクストラドーズド橋を含め、その偏心量の大きさをどの程度まで採るべきか、またPC斜張橋と同様にPCケーブルをコンクリート版で被覆するか否かをどのように評価するかなどについては、今後とも検討がなされていくことになる。



$$\text{吊ケーブル張力 } P = \frac{W_d \times L^2}{8 \times f}$$

図-10 自碇式上路PC吊橋の荷重伝達システム

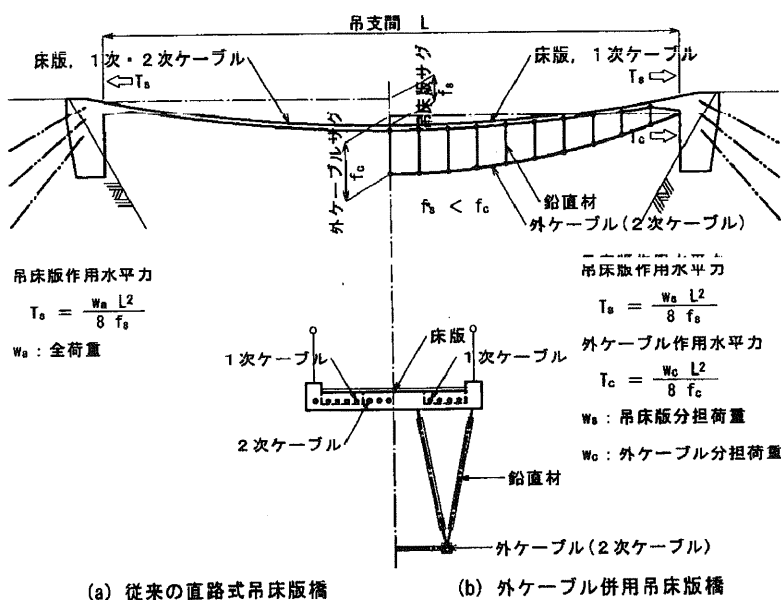


図-11 従来の直路式吊床版橋と外ケーブル併用吊床版橋

## 5. エクストラドーズドPC橋

エクストラドーズド(extradosed) PC橋は、フランスのJ. Mathivat氏により提唱された新しいPC構造形式である。支点上に支柱を設けて、外ケーブルを桁高の範囲以上に大偏心させた構造形式で、景観上からはむしろPC斜張橋に近いものといえる。

エクストラドーズドPC橋の採用は、我が国において顕著である。最初の小田原ブルーウェイブリッジ(122m、94年)から、山陽自動車道の衝原橋(180m、98年)、蟹沢大橋

(秋田県、180m、98年)、またきな大橋(沖縄県、109.3m、2000年)、第二東名の都田川橋(133m、01年)、第二名神の木曽川橋と揖斐川橋(275mと271.5m、01年)(写真-5)またフィリピンの第2マクタン橋(185m、99年)、パラオの日本・パラオ友好橋(247m、01年)などが挙げられる。

またPC斜張橋と同様に、主桁に鋼との複合化を図り、長支間化が図られている。主桁の軽量化を図るため後述する波形鋼板ウェブを用いた、これまでに例のないエクストラドーズド橋が、第二名神の栗東橋および長崎自動車道の日見橋として建設されている。最大支間長は、それぞれ170mおよび180mにおよぶ長大橋である。栗東橋は幅員が16.5mあるため、3室箱桁構造となり、波形鋼板ウェブ橋のマルチセル構造は、世界で最初である(図-12)。

またスイスのズンニベルグ橋(98年)は、構造美にも特に優れた橋梁である。栗東橋も独自の景観設計がなされ、構造美にも注目されている。

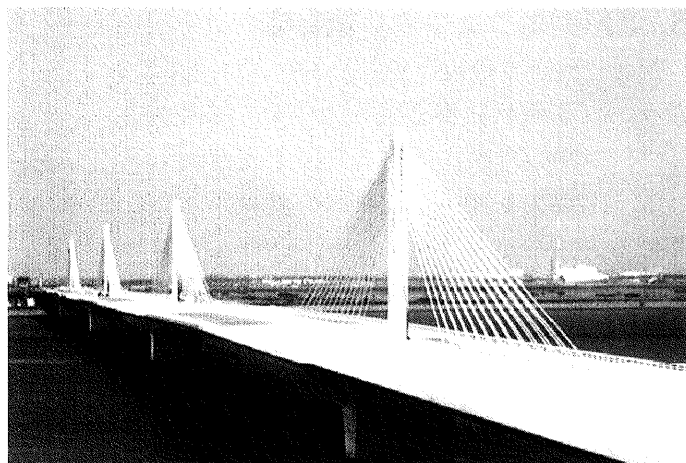


写真-5 木曽川橋・揖斐川橋

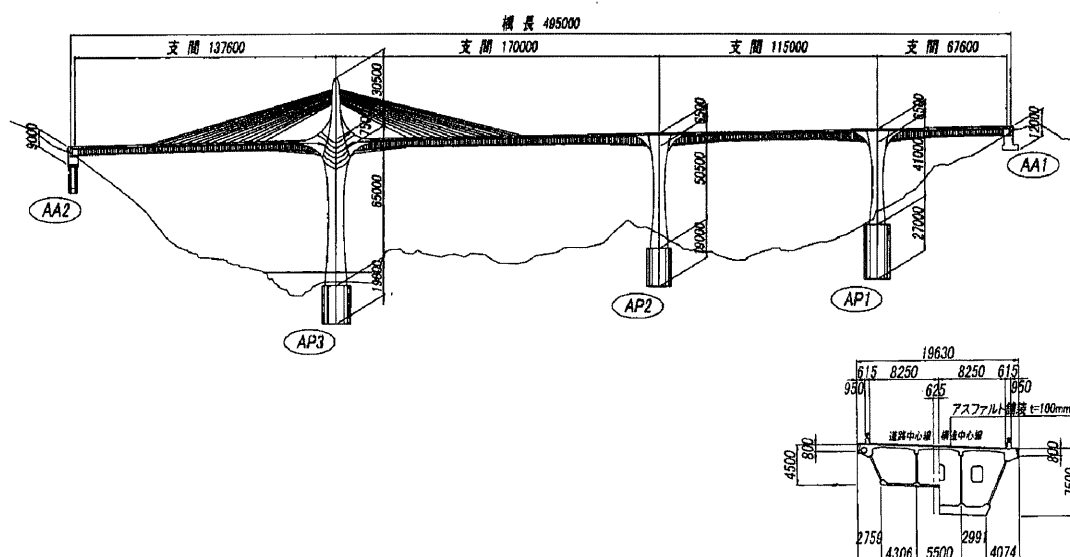


図-12 栗東橋

## 6. 波形鋼板ウェブPC箱桁橋

断面レベルでの複合化としては、PC箱桁のウェブを鋼材に置き換えた「波形鋼板ウェブPC箱桁橋」が、近年活発に建設されている。①コンクリート床版へのプレストレスの導入効率が向上すること、②ウェブ鋼板のせん断座屈耐力が高いこと、③自重の軽減が図れること、④施工の省力化や急速化が図れることなどより、合理的な複合構造形式として注目されている。新開橋(新潟県、94年)、銀山御幸橋(秋田県、95年)、

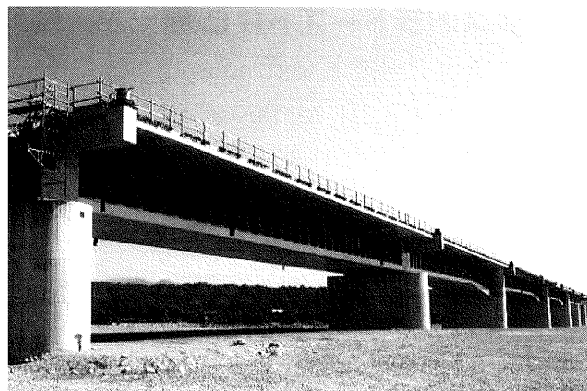


写真-6 黒部川橋梁

東海北陸自動車道の本谷橋(98年)、第二名神の鍋田高架橋(01年)、阪神高速道路北神戸線の中野高架橋(02年)、北陸新幹線の黒部川橋梁などに採用された。中野高架橋は世界で初めて本格的な曲線橋に適用され、また黒部川橋梁は、鉄道橋では世界で最初の事例である(写真-6)。

主桁自重の30~40%を占めるとされるコンクリートウェブを軽量の波形鋼板に置き換えることにより、桁自重の大幅な軽減とそれに伴うスパンの長大化および下部工への負荷の軽減がなされる。また、ウェブの配筋やコンクリートの打込みが不要となるために大幅な施工の省力化が図られている。

波形鋼板ウェブPC橋の構造形式において最も重要な箇所の一つは、上・下床版と波形鋼板との接合部である。軸方向の水平せん断力を確実に伝達するとともに、軸直角方向の箱形断面を確実に構成するよう十分な耐力が必要である。これまでも、図-13および表-1に示すようにアングルジベル接合、スタッドジベル接合、パーフォボンドリブ接合、拘束鉄筋埋込み接合、および平鋼板ボルト接合などが考案され採用されている。

なお、上床版側は面外曲げモーメントによるいわゆる首振りモーメントおよびせん断力に抵抗することが、また下床版側はコンクリートのブリーディングによる接合力の低下に特に対処することが要請されている。これまでの実験的・解析的検討において、首振りモーメントに対しては、ツインパーフォボンドリブ接合の方がスタッドジベル接合よりも抵抗性が高いことが確認されている。

パーフォボンドリブ接合は、フランジに溶接した孔あき鋼板をコンクリート床版に埋設して、孔に充填されたコンクリートと貫通鉄筋の拘束効果により、せん断力に抵抗するものである。そ

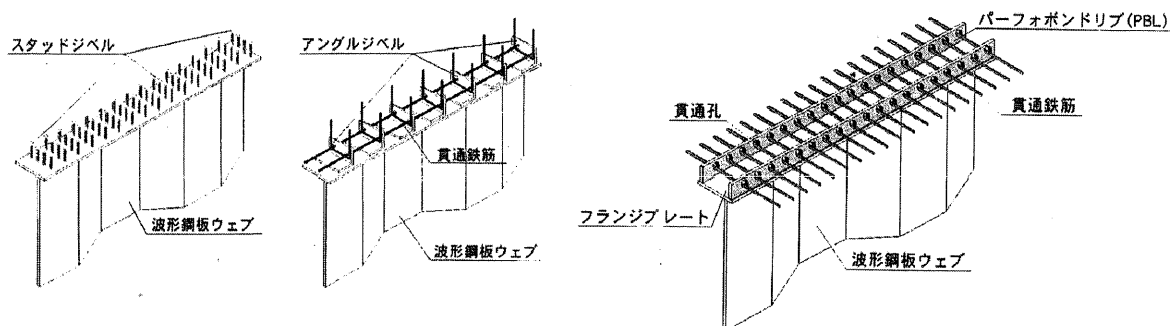


図-13 波形鋼板ウェブとコンクリートの接合方法

表-1 コンクリートと波形鋼板の各種接合方法

| 種類  | アングルジベル<br>接合                                                   | スタッドジベル接<br>合                                                   | パーフォボンドリ<br>ブ接合                                                                              | 拘束鉄筋埋込み<br>接合                                                                                          | 平鋼板ボルト接<br>合                                                              |
|-----|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| 特徴  | 波形鋼板の上下<br>に溶接されたフ<br>ランジプレートに<br>アングルを溶接<br>し、これによって<br>接合する方法 | 波形鋼板の上下<br>に溶接されたフ<br>ランジプレートに<br>スタッドを溶接<br>し、これによって<br>接合する方法 | 波形鋼板の上下<br>に溶接されたフ<br>ランジプレートに<br>孔あき鋼板を溶<br>接し、孔あき<br>は貫通鉄筋を配<br>置してコンクリ<br>ート床版に埋め込<br>む方法 | 波形鋼板の上・<br>下端に橋軸方向<br>の鉄筋を溶接<br>し、さらに波形鋼<br>板に孔をあけて<br>そこに橋軸直角<br>方向の鉄筋を通<br>し、コンクリート<br>床版に埋め込む<br>方法 | 波形鋼板の上・<br>下端に孔あき平<br>鋼板をボルトで<br>接合し、貫通鉄<br>筋を配置してコ<br>ンクリート床版に<br>埋め込む方法 |
| 適用例 | コニャック橋                                                          | 新開橋<br>銀山御幸橋                                                    | 谷川橋<br>中野高架橋<br>遊楽部川橋                                                                        | 本谷橋                                                                                                    | 黒部川橋梁                                                                     |

して、前述のように孔あき鋼板を2枚用いることにより、接合部における輪荷重による首振りモーメントにも確実に大きな抵抗力を発揮できるのである。

平鋼板ボルト接合は、孔あき平鋼板をボルトで波形鋼板に接合し、貫通鉄筋（ジベル筋）を配置した埋込み接合方法である。水平せん断力に対しては波形鋼板の斜方向パネルがずれ止めとして働き、さらに波形鋼板と平鋼板の孔に充填されたコンクリートがコンクリートジベルとして機能するものである。この接合方法は、溶接作業が必要なくなることにより、疲労に関して特別な検討を必要としないものである。道路橋に比較して活荷重比率の大きい鉄道橋に採用されている。

フランジコンクリートとウェブの波形鋼板との埋込み接合部における疲労の問題については道路橋では解決されたが<sup>1)</sup>、この部分の長期耐久性の評価には今後のデータの収集が待たれる。

## 7. PC複合トラス橋

弦材（上・下床版）をPCに、腹部（ウェブ）を鋼トラスで構成する「PC複合トラス橋」も適用されている。PC複合トラス橋は、自重の軽減やスパンの長大化および施工の合理化が可能な構造型式として期待されているものである。また鋼トラス橋に対しても、メンテナンスを含めた経済性が有利となる。

複合トラス構造は、その格点部がコンクリート部材と鋼部材を一体化してかつ断面力の伝達機構を構成する構造上重要な部分である。これまでに格点部の疲労特性や破壊耐力の評価手法が、実験的に検討され、把握されてきた。格点部には、2本の斜材を舟形の鋼製ボックスと一体化してコンクリート床版に埋め込む構造が採用されている。また、外側鋼管を配置して、トラス材周りのコンクリートの拘束効果を高める定着構造を用いた二重管格点構造も開発されている（写真-7）。

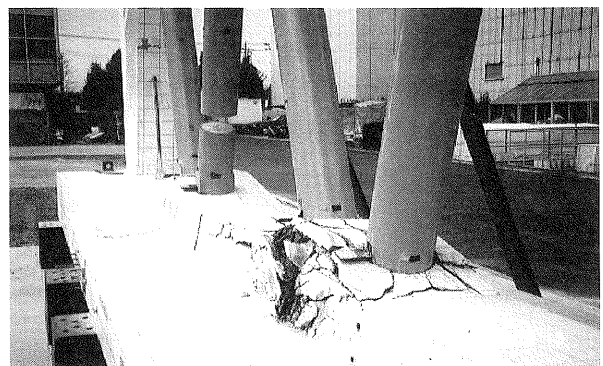


写真-7 格点構造の試験体

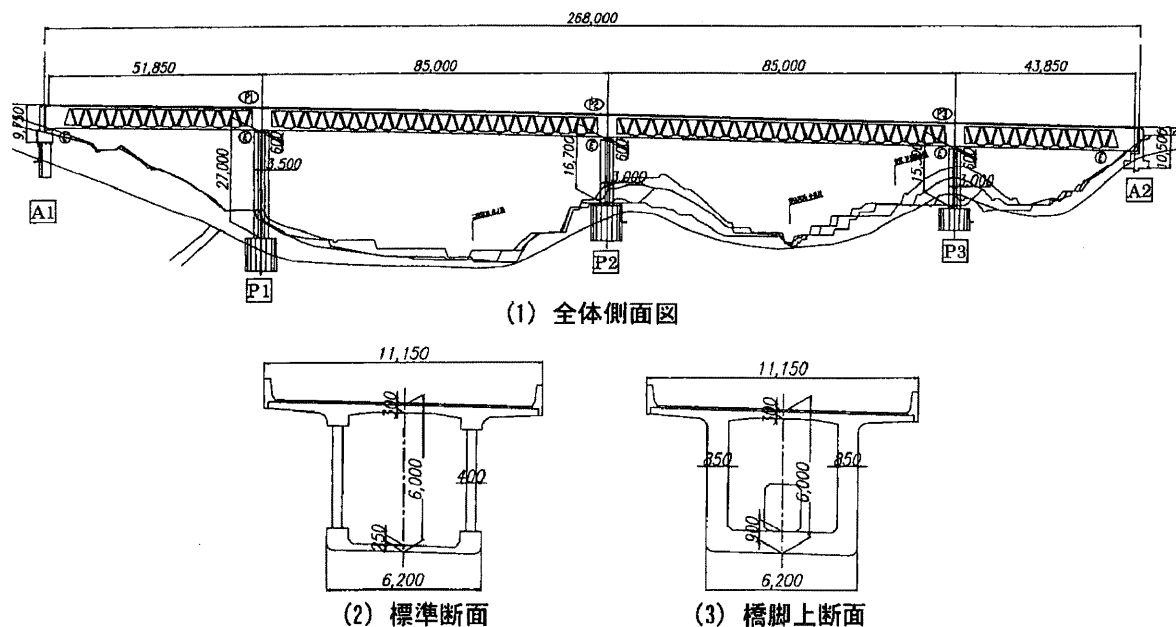


図-14 木ノ川高架橋

既に、那智勝浦道路の木ノ川高架橋（和歌山県、03年）が建設され、初めての施工にもかかわらず直接工事費全体で5%の削減を達成している（図-14）。鉄道橋としては初めての試みが、新潟県の羽越本線の山倉川橋梁で行われた。支間長51.8mのPC下路桁橋のウェブを鋼管トラスの斜材に置き換えたPC複合トラス橋である。また第二東名では猿田川橋および巴川橋の建設が始まっている。

このようにコンクリートのウェブを鋼のトラスや波形鋼板に置き換えた複合構造については、最適な複合化率の追及がなされよう。

## 8. アーチ橋

アーチ橋は、圧縮力に強いコンクリートの特性を有効に利用した構造形式である。1989年に竣工した別府明礬橋（235m）以降少し途絶えていたが、1996年の阪神高速道路公団の水晶山橋（150m）、青葉大橋（宮崎県、180m、97年）、池田へそっ湖橋（徳島県、200m、98年）（写真-8）、立山大橋（富山県、188m、99年）、天翔大橋（宮崎県、260m、2000年）、新小倉橋（神奈川県、150m、2000年）、隴大橋（福岡県、172m、01年）、神原溪谷大橋（大分県、135m、02年）、神都高千穂大橋（宮崎県、143m、02年）（写

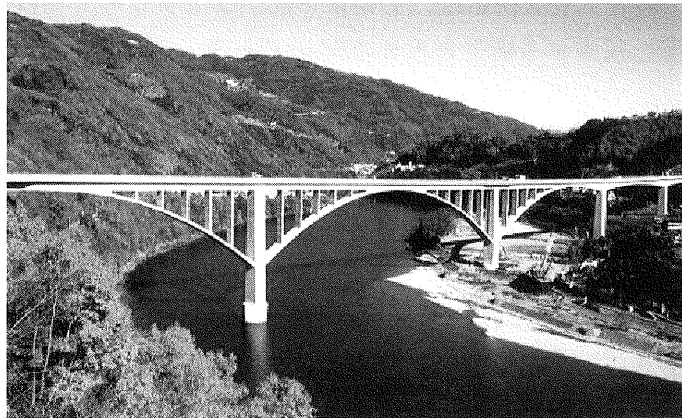


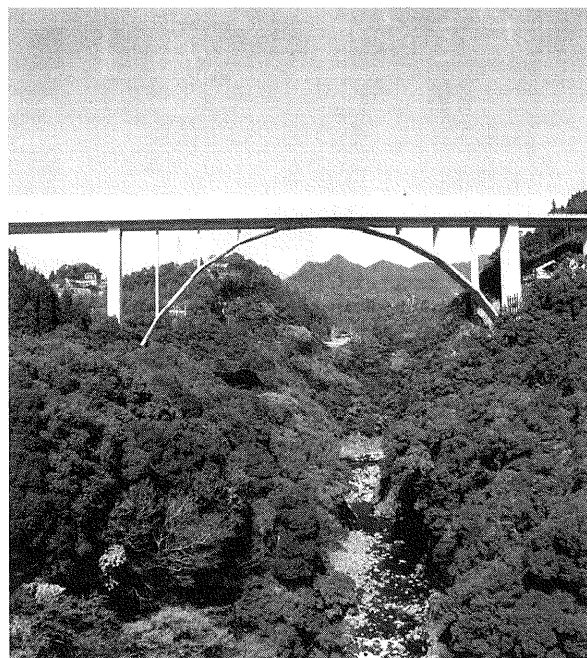
写真-8 池田へそっ湖大橋

真一 9)、富士川橋(静岡県、265m、03年)(図一15)と、長大なアーチ橋が建設されている。現在建設中のアーチ橋としても、頭島大橋(岡山県、218m)、水ヶ崎大橋(宮崎県、168m)などが挙げられる。

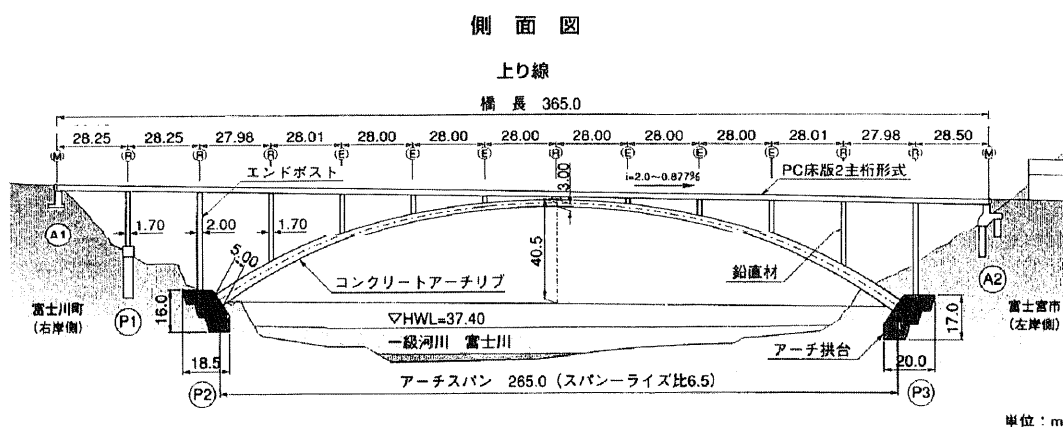
アーチ橋については、架設工法と鋼との複合化に多くの工夫がなされている。アーチリブの架設工法としては、まず合成アーチ巻立て工法を挙げたい。鋼管アーチの製作・架設、鋼管中へのコンクリートの充填、そして巻立てコンクリートの施工において、それぞれ施工上の工夫がなされている。宮崎県の高千穂に2003年に竣工した国見大橋は、これまでのこの種工法におけるアーチスパンを125mから181mへと大幅に長大化している。今後とも合成アーチ巻立て工法の適用スパンの拡大が予見される。

ロアリング工法においても、新しい工夫がされている。ロアリング精度や施工の効率を、また経済性の向上を図るために、①ロアリング支承の形状の改善およびピンによる一体化、②初期ロアリング時に押出しジャッキ装置を併用することによる設備の簡素化を図り、張力や変位等の計測管理によるロアリング精度の向上と安全なロアリングの採用、③アーチリブの施工における昇降式移動足場の採用などである。

宮崎県高千穂町に建設された亀山城橋(105m)や大分県竹田市にロアリング工法として我が国最長のスパンを有する神原溪谷大橋(135m)(写真一10)では、上記の新しいロアリング工法が採用された。アーチリブをロアリング架設することの利点を生かすとともに、高い精度でロアリング施工が可能となり、設備の改善により経済化を図っている。



写真一 9 神都高千穂大橋



図一15 第二東名富士川橋

ロアリング工法は、我が国で1988年に内の倉橋（新潟県、37m）で最初に適用された。その後1993年に竣工の千尋橋（鹿児島県、60m）、1999年に新潟県に竣工の三貫目大橋のスパン（支間）が90mとなり、適用スパンを延ばしている。前述した2002年に大分県竹田市に建設された神原溪谷大橋は、アーチ支間が135m（61.5m+73.5m）にまで達している。なお、クライミング高さは約82mとなり、高橋脚並の高さとなっている。

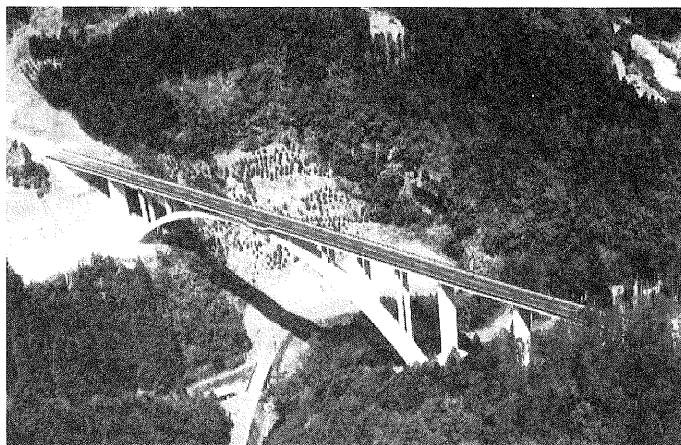


写真-10 神原溪谷大橋

アーチ橋の上路部の桁部は一般に現場打ちのRC桁あるいはPC桁が用いられているが、徳島県に2003年に竣工した川原谷橋ではプレテンション連続桁を採用した。耐震性の確保、工期の短縮、作業の効率化、さらにコスト縮減を図っている。

上部桁に鋼桁を採用する試みもなされている。第二東名の富士川橋（265m）である。PC床版2主鋼桁の採用により軽量化してアーチリブ部材の小断面化を図った鋼・コンクリート複合アーチ橋の採用は、我が国で最初の試みである。なお、アーチ部のコンクリートには50MPaの高強度化も行っている。このような上部桁に鋼桁を用いた複合アーチ橋は、現在岡山県に建設中の頭島大橋（仮称）（218m）にも採用されている。

アーチリブに吊床版を共有した複合構造の橋梁も建設されている。アーチ、吊床版および斜材を適切に組み合わせて、自碇式構造を成立させることにより、基礎構造の小型化を可能にし、経済性と施工性の向上を図っている。三重県亀山市に2003年に建設されたときめき橋（50m）の歩道橋である。吊床版橋やアーチ橋に比較して、基礎などの地盤条件の制約を克服できる新しい構造形式である（図-16）。PC自碇式吊床版とアーチの複合橋であり、地盤が緩い地点への適用が可能である。

アーチ橋としては、スパンライズ比が大きい極めて扁平な形状を有するPC扁平アーチ橋も注目される。鹿児島県徳之島町に建設中の第二母間地区第五橋（仮称）は、アーチ支間97.9mに対

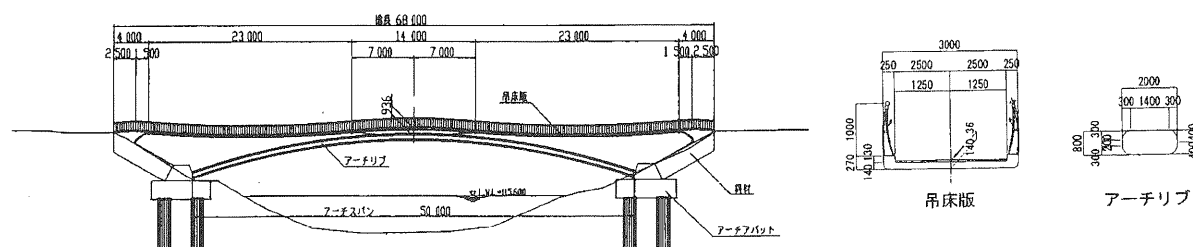


図-16 ときめき橋



してライズが7.1mであり、スパンライズ比は12.47である。長野県の新山清路橋（アーチ支間100m、スパンライズ比14.2）、北海道の大滝橋（アーチ支間126m、スパンライズ比13.7）も、偏平アーチ橋として特筆される。

PCシャイベアーチ橋も我が国で初めて採用された。福島県に2002年に建設された雨沼橋である。橋長が90mの3径間単純PCシャイベアーチ橋である。一般的なアーチ橋に比べて、①上部工の重量が軽減できること、②床版がシャイベで連続的に支持されているため、補強鋼材量が減少できること、③側面を構造が単純なシャイベで構成しているため、中空アーチ橋や充腹アーチ橋よりも建設費を縮減でき、また下部工や基礎工も軽減できること、④剛性が高くできることなどの特徴がある。アーチ支間が20～40mの小支間で優位な構造形式である。

## 9. 鋼管複合構造

橋脚の中に鉄筋の代替として鋼管を組み込んで、せん断補強鋼材としては高強度のPC鋼より線をらせん巻きに配置する「鋼管複合構造」が実用されている。第二東名の都田川橋が著名であり、橋脚だけでなくエクストラードード橋の主塔にも初めて採用された。耐震性の向上だけでなく、施工の省力化と精度の向上を図っている（図-17、写真-11）。

鋼管は、施工時には内型枠や支保工として、また供用時には引張鋼材としてそれぞれ用いられた。今後、鋼管複合構造は高橋脚等の急速施工に有望視されている。

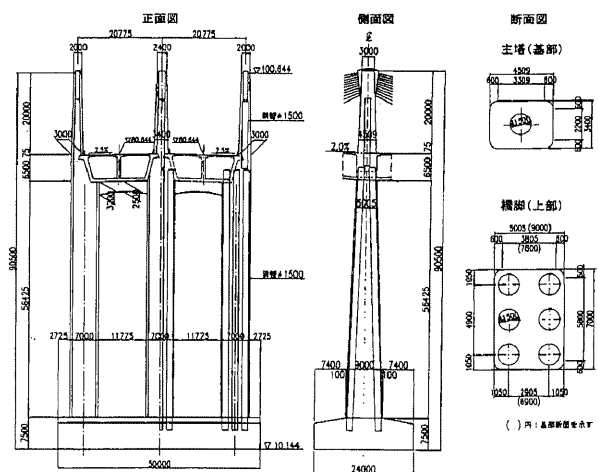


図-17 都田川橋のP1橋脚および主塔

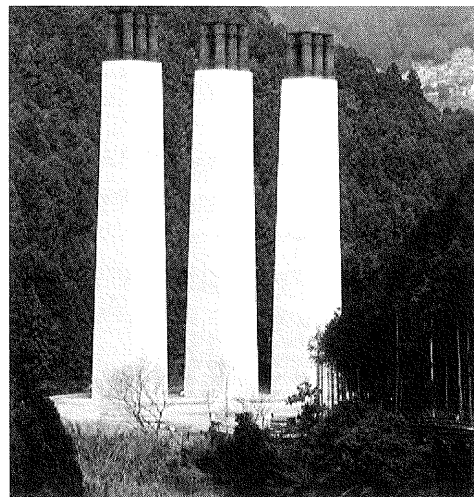
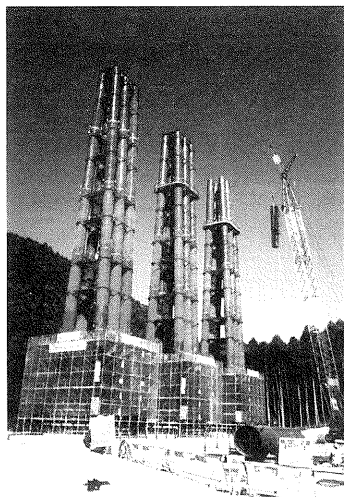


写真-11 都田川橋の橋脚

## 10. PC橋脚

通常のRC橋脚にプレストレスを導入して、PCの高い耐荷性能や変形性能を利用する研究開発が実施されている。地震後の残留変位が小さいことや十分な帯鉄筋を用いることにより粘りのある高いじん性が確保されることについては、実験的に確認されている。

プレストレスの導入力が大きいほど、エネルギー吸収能は小さくなるが、残留変位は小さくなる。そのため、最適なプレストレス力やPC鋼材と鉄筋の耐力分担率の選定、中空断面橋脚におけるせん断補強鋼材の配置方法およびじん性の評価方法について今後とも検討を重ねることにより、PC橋脚が数多く実用されることを期待する。

## 11. PRC (PPC) 構造

PRC構造は、PCとRCの利点を併せ持つ構造形式として近年特に注目されている。高速道路橋や鉄道橋においても、PRC構造が数多く適用されてきている。現在のところ、原則として内ケーブル構造の場合に限定されている。

PRC構造の曲げひび割れ幅は、コンクリート強度が増加すると大きくなること、PRC構造を張出し施工のように打継目を有する構造物に適用する場合には、打継目に曲げひび割れが集中するとともに、せん断耐力が低下する場合もある。フルプレストレスの導入においては考慮することがなかったこれらの力学的性状の低下なども考慮して、また内ケーブルだけでなく外ケーブルを配置する場合にも適用することを検討することにより、PRC構造の更なる適用範囲の拡大が可能となる。

## 12. プレキャストセグメント工法

プレキャストセグメント工法は、1966年頃我が国においても実用化され多くの長大橋がこの工法で架設されたが、経済性の面からその後適用例が少なくなっていた。しかし1997年に完成した松山自動車道の延長が約1.9kmの重信高架橋で高速道路に本格的に採用されて以来、高速道路への大規模な適用例が注目されている。この工法は、桁の製作やストックするヤードの確保とともに、運搬可能なセグメントの質量が、経済性や施工性を大きく左右させる。特にセグメント1個の最大質量は、伊勢湾岸自動車道の弥富高架橋で80tであったが、木曽川橋と揖斐川橋では500tと巨大化している<sup>1)</sup>。

セグメントの軽量化を図ることが、今後の課題と考えられる。リブ付き床版の採用とともに、コンクリートの高強度化、および張出し部への側壁に代えて斜めストラットによる支持方式を採用することなどにより、一般道を介してトレーラーによる運搬が可能となる30t以下へと軽量化が図られてきた。

伊勢湾岸自動車道の延長が約1.5kmの古川高架橋は、その最初の試みであった。U形コア断面とリブ構造に加え、設計基準強度が60N/mm<sup>2</sup>の高強度コンクリートを採用することにより、軽量化が図られた(図-18)。

同じく伊勢湾岸自動車道の上和会高架橋においては、セグメントを1主箱桁ごとに分割して製作・運搬している。そして、架設時に場所打ちにして2主箱桁に連結する構造を採用することにより、セグメントの軽量化を図っている。

断面分割プレキャストセグメント工法を採用してセグメントの軽量化も図っている。この工法は、広幅員の橋梁に有力である。すなわち、中央断面をプレキャストセグメントとして製作・架

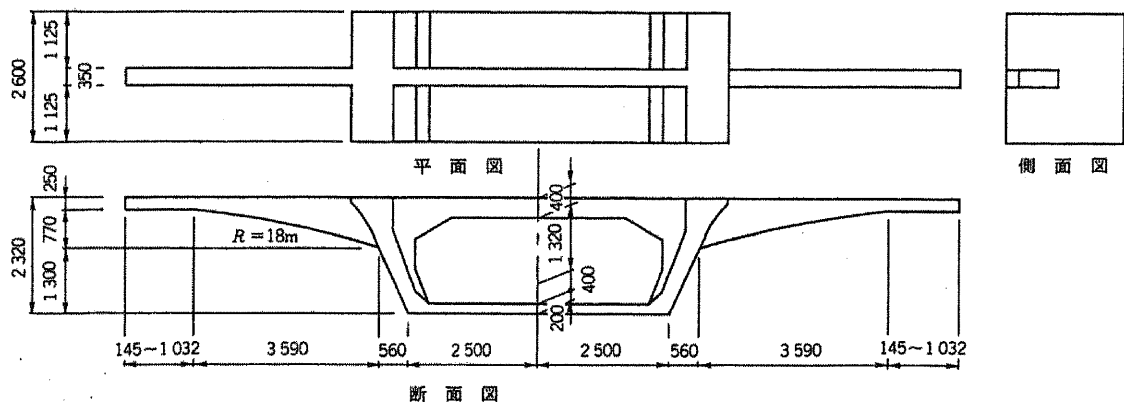


図-18 古川高架橋の標準セグメント

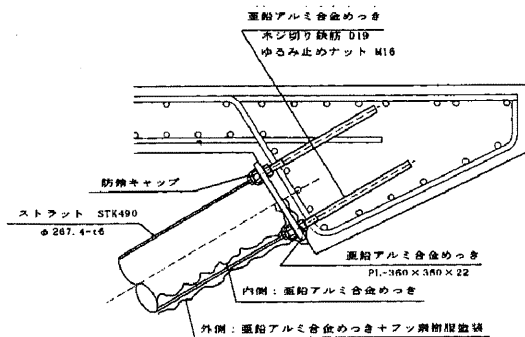


図-19 ストラットと上床版接合部の例

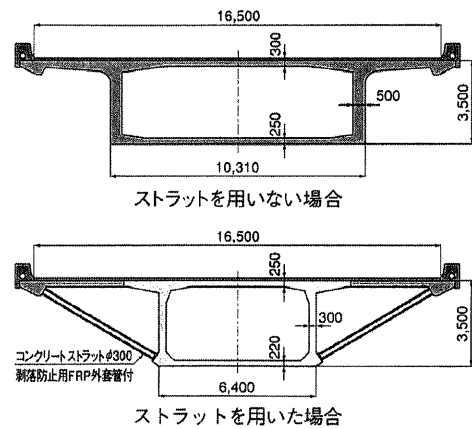


図-20 ストラットを用いた場合の断面

設し、残る張出し床版部分を場所打ちする工法であり、この工法の採用によりセグメントの質量を20～30%軽量化している。この工法では、等間隔に配置した斜めストラットにより張出し床版を支持する方法が一般に採用されている。ストラットには、鋼製およびコンクリート製のいずれかが用いられている(図-19、図-20)。第二東名では、内牧高架橋、芝川高架橋(写真-12)、宍原高架橋が施工中であり、今後は10橋程度がこの工法で計画されている。

### 13. プレキャスト化

急速施工と品質の均一性を図るため、プレキャスト化は、プレキャストセグメント工法でも述べたように、今

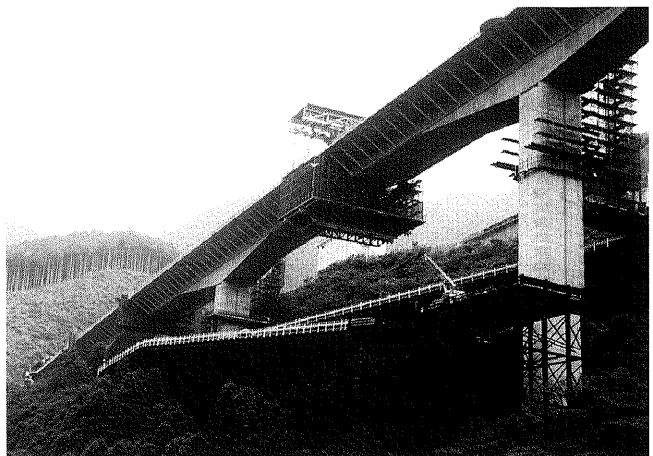


写真-12 芝川高架橋

後益々推進されることになる。また橋脚にプレストレスを導入する工法が採用されてくると、橋脚そのものだけでなく、上部工もプレキャスト部材を用いても、両者を接合することが容易となる。

外径が5mの大口径を円周方向に2分割したPCウェルが、千葉県山武郡の姥山高架橋の基礎工に、我が国で初めて永久構造物として適用された。接合は鋼プレートにより、軸方向の連結は、プレストレスと後で挿入しモルタルで充填した鉄筋によるものである。PCのプレキャスト製品の適用分野を拡大した顕著な例である。

施工性の向上や工期短縮を図るため、鉄筋組みのプレファブ化の試みがある。超高層RC造建物の施工と同様な目的である。全数ループ継手を採用し、主桁鉄筋を95%までプレファブ化した保津橋(京都府、01年)が典型である。

プレキャスト化を推進するためには、プレキャスト部材の接合方法において、プレストレス力に依存するだけでなく鉄筋あるいは部材も接合して、PRC構造として建造するために必要な研究開発を行わなければならない。軸方向鉄筋が接合面において連続していないことにより、曲げひび割れ性状や斜めひび割れ性状などが低下することを解消させて、経済性を高めることである。その場合には、接合部のせん断キーの形状寸法とその構造詳細、接着剤の種類や品質と施工方法、ならびに鉄筋同士あるいは部材としての接合方法等について、接合面に導入するプレストレス量等とともに解明していかなければならない。

ハーフプレキャストPC部材を用いた、合成はり、合成床版、合成柱も注目される。PC合成床版の設計施工指針は、既に土木学会において制定されている<sup>5)</sup>。支保工や型枠を兼用させ、構造部材の一部として機能させるものである。これらハーフプレキャストPC部材は、施工の合理化、耐久性の向上および景観に優れた構造物を目指して、今後多くの分野へ実用されることが望まれる。

## 14. 高強度化・軽量化

材料面からの進展も著しい。60MPaの高強度コンクリートを高橋脚に用いた鷺見橋(99年)は特筆すべきである。青森ベイブリッジの主塔の例から、60MPaが本格的に使われた。高強度鉄筋も併用して、コンクリートの使用量を低減した。その後、第二名神の木曽川橋と揖斐川橋の主桁に60MPaの高強度コンクリートが大量に使用された。また生コンクリート工場で造った60MPaの高強度コンクリートを主桁に使用し、軽量化を図った群馬県の榛名10号橋(2000年)も、注目されるべき実例である。今後の適用の拡大は、生コンクリート工場における高強度コンクリートの製造体制の整備状況に大きく左右される。

主桁の軽量化は、押出し工法の場合に特に有効である。1ブロックのスパンの長大化、押出し設備の削減だけでなく、下部工・基礎工の小型化が可能となるのである。榛名10号橋は高強度化により主桁の軽量化を可能にしたが、軽量骨材の使用によっても達成できる。従来の人工軽量骨材に比べて大幅に低い吸水率と小さい密度を持つ高強度コンクリート用の軽量骨材が開発されている。そして、高強度軽量骨材コンクリートの研究開発が活発化している。ノルウェーでは立方体強度で60MPaの軽量コンクリートを主桁間中央部に用いた例が報告されている。

我が国でも小規模橋梁からの適用が開始され、東北新幹線第一愛宕下BLおよび沼宮内Biの延長が395mにおよぶ桁式高架橋のPC11径間連続箱桁橋に用いられた。1ブロック35mの押出し工法で架設された(写真-13、写真-14)。

北海道縦貫自動車道のシラリカ川橋では、橋長96.2mの3径間連続ラーメン箱桁橋に50MPaの

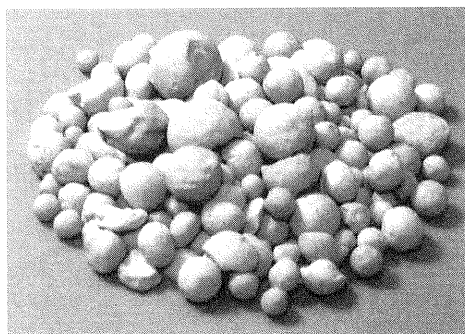


写真-13 独立空隙型人工軽量骨材

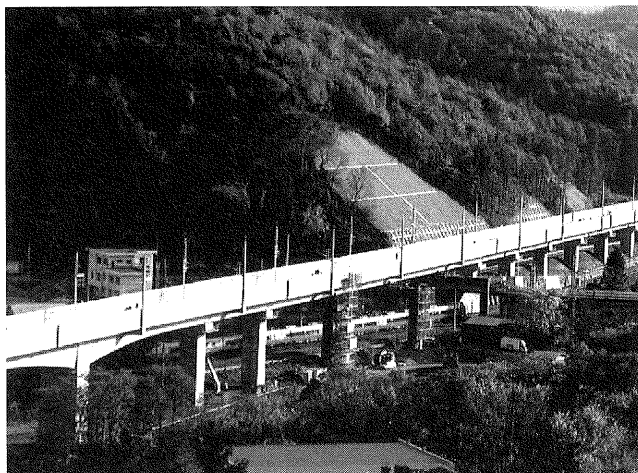


写真-14 沼宮内高架橋

吸水率の少ない高性能軽量骨材を用いたコンクリートが、PCの本格的な道路橋で初めて用いられた。単位容積質量が $18.5\text{kN/m}^3$ の軽量ながら、空気量を5.5%とすることにより、凍結融解抵抗性を確保している。

高強度化については、2002年に建設された酒田みらい橋を特筆しなければならない。セメントをベースにした反応性粉体コンクリート（Reactive Powder Concrete）と呼ばれる新素材をベースにして200MPaの圧縮強度を有する超高強度コンクリートを用いて、スパン50mの歩道橋が、山形県酒田市に建造された（写真-15、写真-16）。鉄筋を用いずに上床版厚が5cm、ウェブ厚が8cmのコンクリート断面は、従来のコンクリート重量の1/5程度と大幅な軽量化を図っている。そのため、ウェブに円形の開口部を施すなどの斬新な設計により、美しい橋のフォルムを創出している。

軽量化についての構造的な対処の方法は、12章で述べたプレキャストセグメント工法においてストラットにより張出し床版を支持する試みが積極的になされている。第二東名の瀬戸川橋は、張出し施工において、張出し床版にリブを設けることにより有効幅員が16.5mの広幅員でも1室箱桁とすることを可能とした事例である。このように、上部工の重量を軽減させるとともに、前

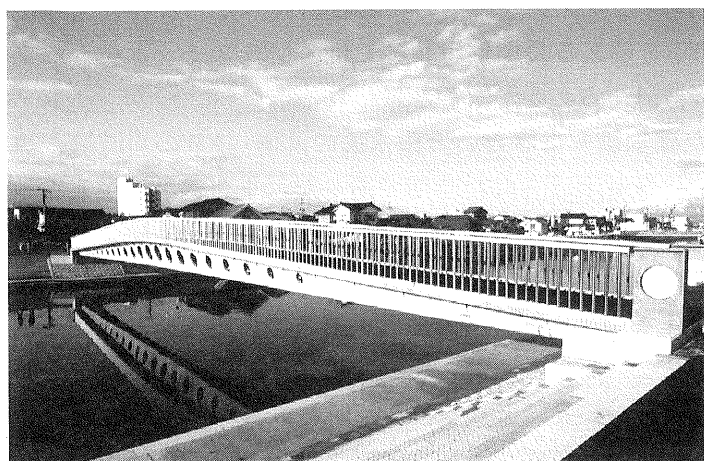


写真-15 酒田みらい橋



写真-16 桁内部の外ケーブル配置

述した斜めストラットによる張出し床版工法と同様に、橋脚幅を約13mから9m程度に縮小することが可能となった。そして、従来の2室箱桁形式に比べて上・下部工を合わせて約15%の工費の縮減ができた。

## 15. 耐久設計

構造物の維持・管理に要する費用が急増している。造るよりは運用する時代に入ったともいわれている。補修・補強などの保全技術の開発を進めるとともに、耐久性の向上を図り、将来の維持管理に負担が少なくなる耐久設計の手法を確立することが、PC構造物についても急がれている。

PC構造物の耐久設計における特徴は、RC構造物と比較して次のようである。すなわち、PCがRCに比べ高い設計基準強度を採用していること、および応力腐食が生じ易いPC鋼材の発錆を防止することの2つの視点が重要である。

RC構造物においては、強度からの要請よりも耐久性の向上を図るために、コンクリートの水セメント比を減少するあるいは単位セメント量を増加することがなされている。すなわち一般のRC構造物にはコンクリートの強度は充分に発揮され、それに対する耐久性が不足していることが多いのである。PC構造物では、水セメント比の小さい設計基準強度の高いコンクリートを従来より用いており、更に高強度化が図られていることにより、耐久性の向上の観点からRC構造物のようなコンクリートの配合上の配慮を行うことはほとんど無いのである。むしろ、低い水セメント比で高い単位セメント量のコンクリートが保有する塩化物イオンや炭酸ガス等の優れた遮へいを最大限に利用して、いわゆるかぶりコンクリートの性能を正當に評価する研究が重要となる。その際、RC構造物に比べて圧縮応力を受ける場合が多い部位における有害成分の遮へい性といった、応力場についての適切な評価がなされるべきである。

2点目のPC鋼材の発錆防止については、ノンブリーディングタイプの高品質PCグラウトの確実な施工、およびPC鋼材の防食処理に関する研究開発がこれまで活発になされ、PC構造物の耐久性の向上に大きく寄与している。なお、ノンブリーディングタイプのPCグラウトの製造方法および注入方法の見直し、ならびに品質管理システムの改善を一層図ることが、今後とも望まれる。

また、鋼製に代えてプラスチック製のシースが用いられ始めた。シースの発錆を防ぎ塩化物イオンの侵入を防止する上で有効な方法である。プラスチック製のシースは鋼製のものに比べてヤング係数が小さいため、薄い層ではあるが、シース部分の相対変形が周囲のコンクリートに比べて大きくなる。このことと関連して、PC鋼材とコンクリートの一体性の視点から部材の力学的性状に及ぼす影響について、および、100年を超える長期供用時におけるプラスチック製シースの耐久性の保証について、それぞれ十分に検討する必要があると思われる。

耐久設計を適用した例として、前述した碓氷橋を挙げたい。碓氷橋の計画・設計の当時は、コンクリートクライシスがマスコミに大々的に取り上げられた時期であった。また建設地が寒冷地で凍結融解作用が厳しいこともあり、当初は主塔に塗装する案が出されていた。土木学会コンクリート委員会より刊行されていた「コンクリート構造物の耐久設計指針（試案）」<sup>6)</sup>に基づいて主塔の耐久性能を検討し、施工に工夫を凝らすことで50年間メンテナンスフリーとなる条件を満足できることを根拠にして、塗装案を採用しないこととした。建設後約10年を経過したが、もし塗装をしていた場合にはその再塗装などの検討が必要になっている時期である。

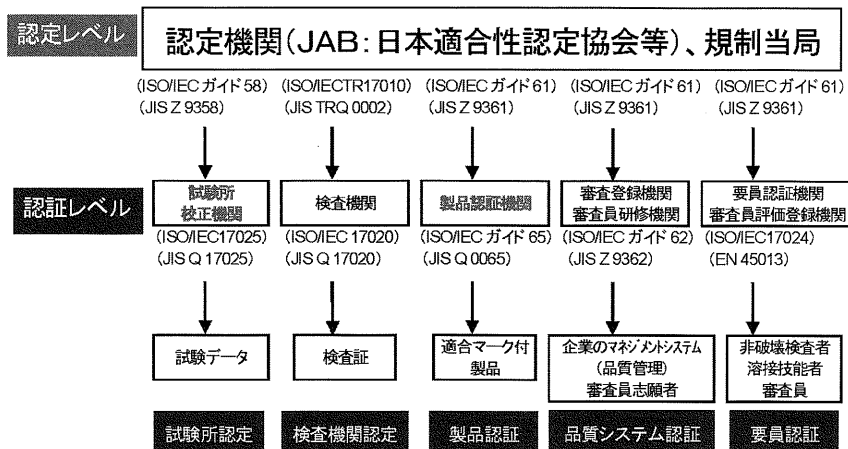


図-21 適合性評価システム

## 16. 国際化に対応したPC構造物の品質保証

fib（国際コンクリート連合）の第1回 kongress が2002年10月に大阪国際会議場で盛大に開催された。また前年の2001年には「第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム」が広島国際会議場で開催され、初めての「英語セッション」が設けられた。PCの分野にも国際化が本格化してきた。

現在大きな注目をされている国際化への対応は、2つの視点が必要である。1つ目は海外工事への進展であり、2つ目は我が国市場への海外企業の参入である。

いずれの視点についても国際化に適切に対応するためには、設計作業も含めた建設工事における透明性、公正性のある品質管理システムを確立すること、および成果品である設計図書や構造物の品質が仕様書に適合していることを証明する適合性評価システムを構築することであると考えられる。前者についてはISO9000シリーズの認証取得であり、後者については保険制度を組み入れた第三者認証機関による製品認証あるいは自己適合性宣言の整備である（図-21）。このような製品認証のシステムは、平成17年からのJISマークの見直しにおいて、我が国でも採用されることが予想される。

製品認証システムについての認識が、現在でも十分でない技術者・経営者も多いようである。国際化に適切に対応するためには、早急に製品認証を含めた適合性評価システムを構築することが肝要と考えられる。

## 17. あとがき

PC技術における新しい構造について、PC斜張橋、外ケーブル構造PC橋、大偏心外ケーブルPC橋、エクストラード橋、波形鋼板ウェブPC箱桁橋、PC複合トラス橋、鋼管複合構造、PC橋脚、PRC（PPC）構造、プレキャストセグメント工法、プレキャスト化、高強度・軽量化、耐久設計および国際化を項目に取り上げ、それらの現状と今後の動向について著者の考えていることを述べた。取り上げるべき項目がまだ残されているとともに、今後の展望には、課題を列挙しすぎたが、更なる発展のために必要なことと考え取って強調した。それぞれご容赦願いたい。

本文を作成するにあたり、多くの論文・解説・技術資料を参考にさせて頂いた。また、(社)プレストレストコンクリート技術協会機関誌の編集委員会における活発な審議内容が大変参考になった。著者および委員各位に厚くお礼申し上げる。

## 参考文献

- 1) 小川篤生：高速道路橋におけるPC橋の技術開発状況と今後の展開，特別講演Ⅱ，第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.15～22，1998.10.
- 2) 睦好宏史：大偏心外ケーブルPC橋の現状，コンクリート工学，Vol.38，No.12，pp.10～16，2000.12.
- 3) 自碇式上路PC吊橋技術資料，オリエンタル建設(株)
- 4) 柳内博光・町勉・小嶋与助・熊谷高：外ケーブル併用吊床版橋の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.1，pp.46～54，2002.1.
- 5) 土木学会：PC合成床版工法設計施工指針（案），コンクリート・ライブラリー第62号，昭和62年3月.
- 6) 土木学会：コンクリート構造物の耐久設計指針（試案），コンクリート・ライブラリー第65号，平成元年8月.



## PC技術における新しい構造 －PC構造物における新たな挑戦－

プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)と高強度鉄筋PPC構造設計指針

東京工業大学大学院教授・本協会理事

二 羽 淳一郎

### 1. はじめに

プレストレストコンクリート技術協会では2003年11月に2種類の指針類を新たに刊行した。すなわち、「プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)」と「高強度鉄筋PPC構造設計指針」である。これらは、いずれも今後のPC技術、ならびにPC構造の発展と拡大に寄与するものと期待されている。本稿では、これらの概要を紹介することとしたい。

### 2. 「プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン(案)」<sup>1)</sup>

#### 2.1 ガイドライン制定にあたっての経緯

プレキャスト技術を活用した耐久的なコンクリート構造物の建設、軽量化による構造の合理化、プレキャスト部材を用いることによる施工の省力化、さらにはメンテナンス上問題となる耐腐食性の向上等の観点から、プレテンション方式により製作したPC部材をウェブに適用した構造の開発を目的として、本技術協会では、2000年6月に、表－1に示す12社からの共同委託を受けて「プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会」（委員長：池田尚治横浜国立大学名誉教授）を発足させた。さらに委員会内には幹事会、分科会が設けられ、プレテンションウェブ橋設計施工ガイドラインの完成に向けて様々な研究活動が行われてきた。2003年11月に刊行された本ガイドライン(案)は、この委員会活動の成果としてまとめられたものである。なお、委員会活動や成果の速報についてはPC技術協会誌Vol.44、No.6、2002年11－12月号、およびVol.45、No.4、7－8月号にも詳細に報告されているので参照していただきたい。

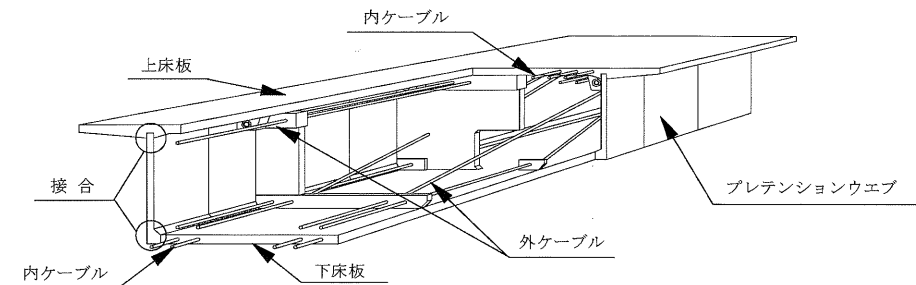
表－1 プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会共同委託会社（50音順）

|              |                |             |
|--------------|----------------|-------------|
| 株式会社安部工業所    | 興和コンクリート株式会社   | 株式会社ピーエス三菱  |
| オリエンタル建設株式会社 | 大成建設株式会社       | ピーシー橋梁株式会社  |
| 鹿島建設株式会社     | ドービー建設工業株式会社   | 株式会社富士ピー・エス |
| 川田建設株式会社     | 日本鋼弦コンクリート株式会社 | 三井住友建設株式会社  |

#### 2.2 「プレテンションウェブ橋」とは

プレテンションウェブ橋とは、図－1に示すように、場所打ち施工されるPC箱桁橋のウェブを、プレテンション方式のプレキャストウェブに置き換えた合成桁橋である。

高強度コンクリートを使用したプレテンション部材をウェブに用いることで、PC箱桁に高いせん断抵抗性が付与されるためウェブ厚を減じることが可能となり、主桁自重の軽減を図ること



図一1 プレテンションウェブ橋の概念図

ができる。このため、上部構造だけではなく下部構造の規模縮小にもつながり、橋梁建設の低コスト化が期待される。また、ウェブにプレキャスト部材を使用することでウェブの高品質化が図られるとともに、ウェブ施工のための型枠作業、コンクリート打設作業などが省略され、現場施工の省力化に寄与する。この他、一般のPC橋のウェブの鉛直締め採用されるポストテンション方式に対し、プレテンション方式を採用することにより、グラウト作業が不要になるなど、現場施工の省力化や耐久性の向上も期待される。このように、プレテンションウェブ橋は施工性・構造的な面で優れた特性を有しており、PC橋の合理化に適合した新構造形式として注目される。

PC橋の高品質化、軽量化、施工の省力化、耐久性の向上に役立つプレテンションウェブ橋であるが、国内では残念ながら今のところ実績はない。ただし海外ではフランスのマルヌ川5橋、プロトヌ橋、また類似の形式としてコルシカ島のベッキオ橋などの施工実績がある。

このため国内での早期の実現が望まれるところであるが、従来はプレテンションウェブ橋に関する指針類も整備されておらず、また実験、研究などもほとんど実施されていない状況であった。今回のガイドライン(案)刊行を契機に、国内においても早期にプレテンションウェブ橋が実現することを期待したい。

## 2.3 海外における事例

プレテンションウェブ橋の構造形式としては、単純桁橋、連続桁橋、連続ラーメン橋、斜張橋、エクストラードド橋などが考えられる。現在、国内にはプレテンションウェブ橋の施工実績はないが、海外では前述の通り、連続斜張橋のプロトヌ橋<sup>2)</sup>やプレキャストブロックのT桁をケーブルクレーン架設したマルヌ川5橋<sup>3)</sup>がある。また、プレキャストウェブを架設し、上下床版のコンクリート打設後、鉛直方向にポストテンション方式によりプレストレスを導入したベッキオ橋<sup>4)</sup>の事例も報告されている。これらの特徴は以下の通りである。

【プロトヌ橋】1977年竣工の中央スパン320mのPC斜張橋である。主桁ウェブに長さ3mのプレキャスト部材が用いられ、8mm鋼線4本ずつを1グループとしてプレテンション方式でプレストレスが導入された。

【マルヌ川5橋】1947年～1951年に架設された。上流側から、ユスイー橋、シャンジス橋、エスブリー橋、トリルバルド橋、アネ橋の5橋で、フレシネーが設計・施工を指導した。各橋梁の架設位置は異なるが、同一構造形式、同一寸法の橋梁である。ウェブにはせん断補強として主桁製作時にプレテンション方式によるプレストレス導入が行われた。ウェブ厚は100mmである。

【ベッキオ橋】ウェブはプレキャスト部材。上下床版を場所打ち施工した後、3種類のPC鋼棒を用いてポストテンション方式でウェブに鉛直方向のプレストレスが導入された。プレキャスト

ウェブは、台形形状をしており、橋軸方向に連続していない構造である。このため、本橋はコンクリートのフルウェブとトラス構造の中間的な挙動を示すとの報告がある<sup>4)</sup>。図-2.1～2.7に各橋梁の一般図と全景写真および部材詳細写真を示す。

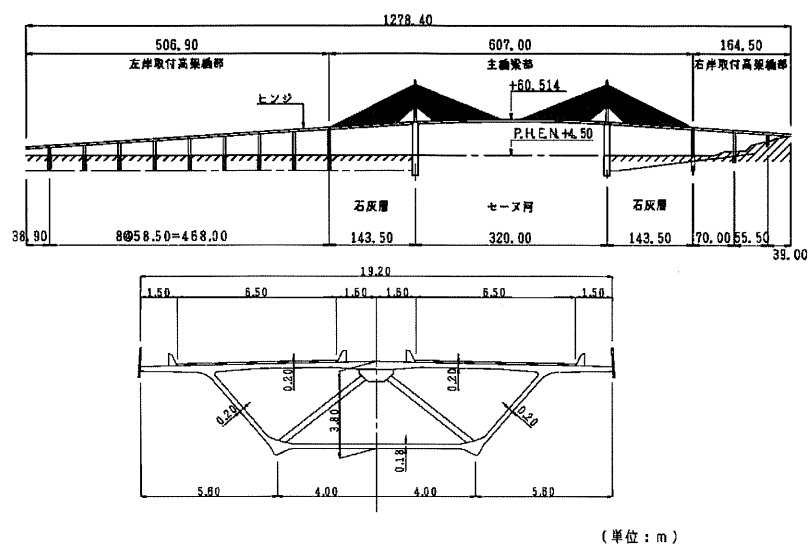


図-2.1 ブロトンス橋一般図

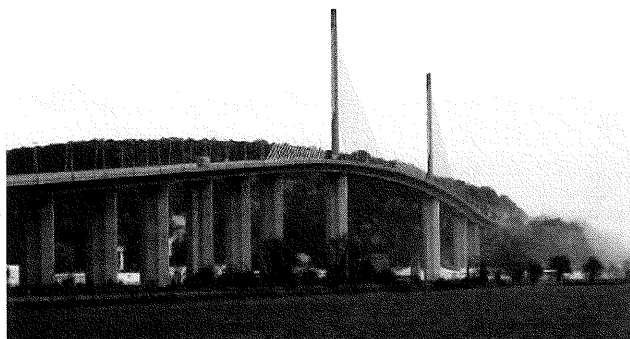


図-2.2 ブロトンス橋全景

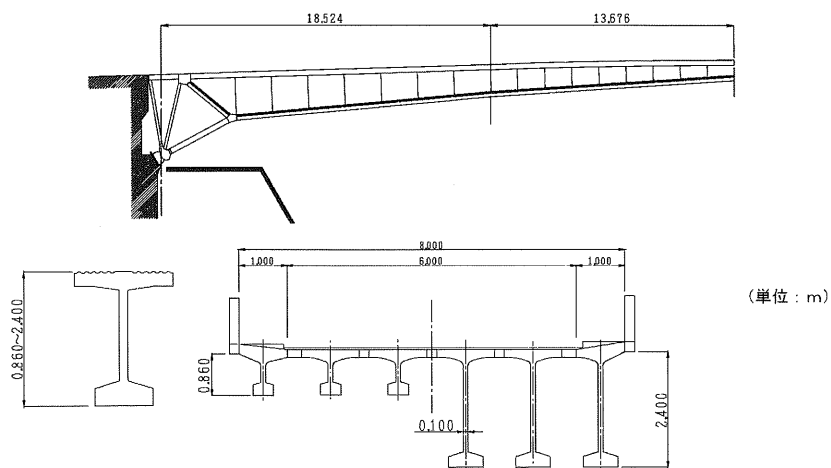


図-2.3 マルヌ川5橋一般図

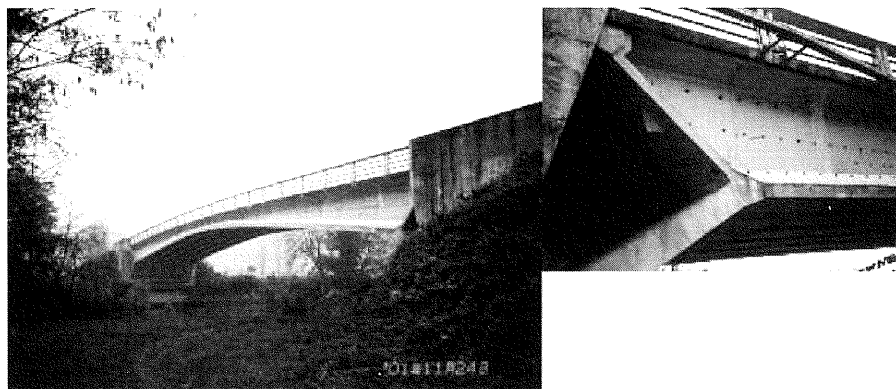


図-2.4 マルヌ川5橋(ユスイ橋)全景およびプレテンションウエブ

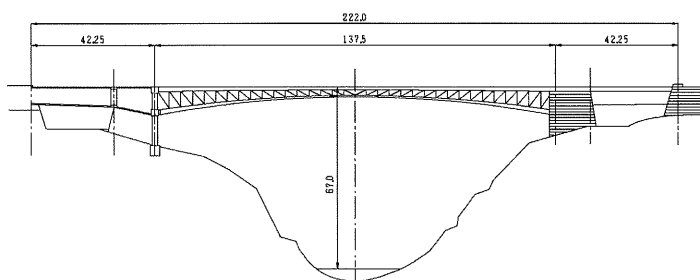
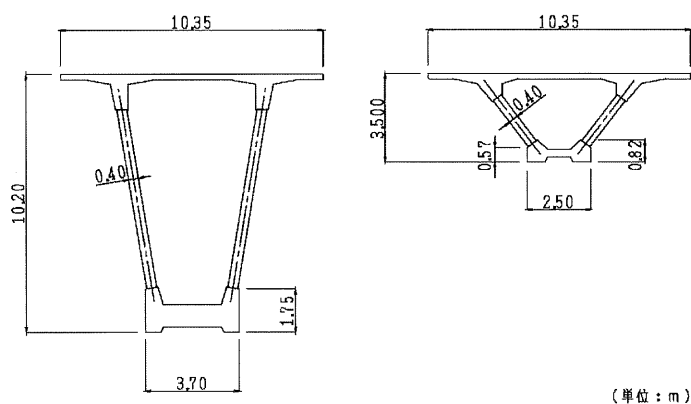


図-2.5 ベッキオ橋一般図



(単位: m)

図-2.6 ベッキオ橋主桁断面図

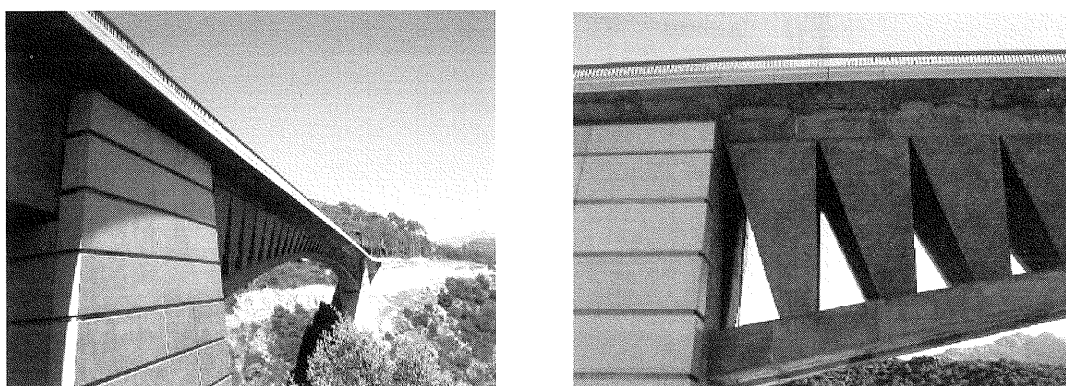


図-2.7 ベッキオ橋全景および台形プレキャストウエブ

## 2.4 プレテンションウェブ橋の計画にあたって

プレテンションウェブ橋は、工場等で製作されるプレテンションウェブと場所打ち施工される上下床版で構成されるため、一般のPC橋とは異なる構造特性を示す。構造計画にあたっては、軽量化のメリットおよびプレテンションウェブの運搬・架設など、プレテンションウェブ橋特有の事項を考慮する必要がある。以下、計画に関する要点を示す。

### 【適用支間】

プレテンションウェブ橋の適用支間は、一般のPC橋とほぼ同様と考えてよい。ただし、重量が軽減されるため、架設方法によっては、より長い支間でも適用可能となる場合がある。ちなみにガイドライン(案)の参考資料に示された試設計では支間60 mの箱桁橋を対象としている。

### 【ウェブと上下床版の接合、およびウェブ同士の接合】

プレテンションウェブ橋では構造的にプレテンションウェブと上下床版との接合・一体化、ウェブ同士の接合・一体化が最も重要な課題となる。これについては、以下に示す考え方を適用する。

プレテンションウェブと上下床版の接合部は、ずれ止め鉄筋とコンクリートせん断キーを併用した構造とし、一体化を図る。プレテンションウェブと上下床版の接合部は、本構造を成立させる上で、最も重要な部分である。この接合部の典型的な例を図-2.8に示す。

この例では、ウェブと上下床版との接合位置をそれぞれ床版内に設けている。この形状とすると、上床版部についてはずれ止め鉄筋を比較的多く配置できること、下床版部については支保工施工を行う場合にプレテンションウェブの直置きが可能であることなどの利点がある。

プレテンションウェブ橋において、一般の合成桁の設計に準じて接合部を設計すると、ずれ止め鉄筋量が非常に多くなり、施工性や経済性が著しく低下する。そのため、プレテンションウェブと上床版および下床版の接合部は、ずれ止め鉄筋とコンクリートせん断キーを併用して接合するのが合理的である。

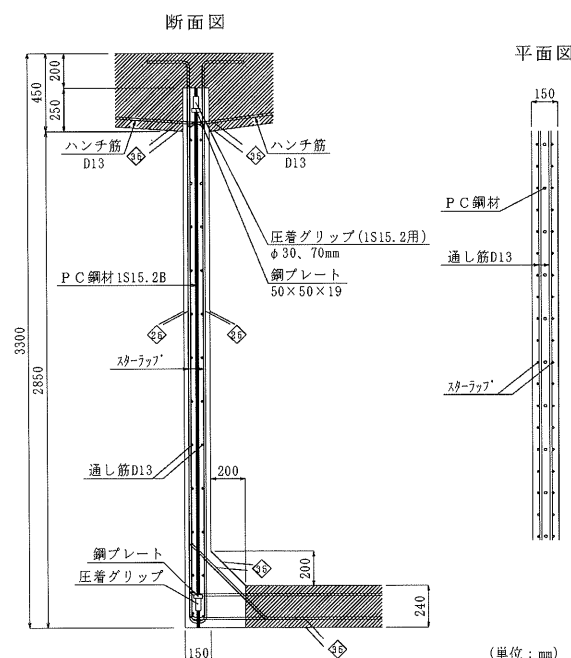


図-2.8 プレテンションウェブと上下床版の接合部の例

## 【ウエブと上床版の接合例】

ウエブと上床版の接合例を図-2.9に示す。これは、プレテンションウエブの接合面（上面または側面）にコンクリートせん断キーを設け、場所打ち床版に埋め込んで接合する例である。

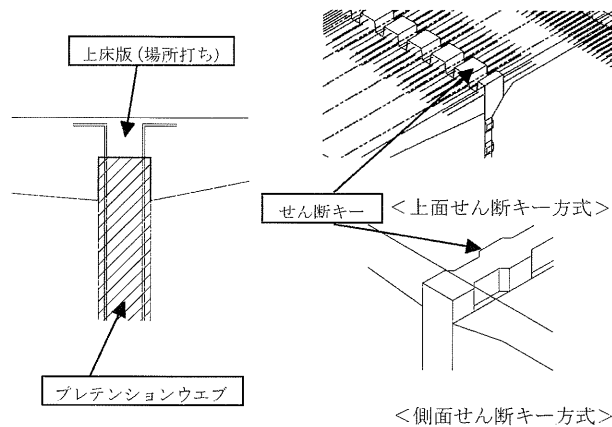


図-2.9 ウエブと上床版の接合例

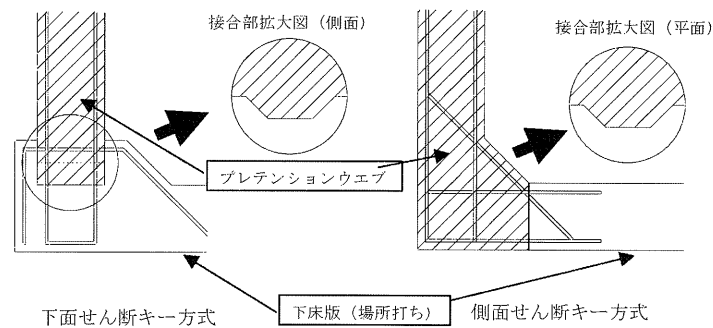


図-2.10 ウエブと下床版の接合例

## 【ウエブと下床版の接合例】

ウエブと下床版の接合例を図-2.10に示す。これは、コンクリートせん断キーを下面または側面に設けて下床版と接合する例である。

## 【ウエブとウエブの接合例】

プレキャストセグメントの接合方法には大別してドライジョイント方式とウェットジョイント方式に別れるが、施工性に優れ、設計手法が道路橋示方書によって示されているドライジョイント方式を標準的に採用することにした。プレテンションウエブのウエブ厚が一般のPC橋よりも薄くなることを考慮すると、ドライジョイント中の台形せん断キー方式や鋼製せん断キー方式は、ウエブ内の配筋が過密になるなどの不具合が生じるおそれがある。したがって、ウエブとウエブの接合方法はコンクリート多段接合キーを標準とした。

## 【コンクリートせん断キー】

コンクリートせん断キーの例を図-2.11に示す。せん断キーの形状は、道路橋示方書に従い決定することを標準とした。一般のPC橋の場合、美観に配慮してウエブ外面までキーを設けない場合もあるが、プレテンションウエブ橋の場合は、一般のPC橋よりもウエブ厚が薄くなり、キーの有効面積が不足することが予想されるため、外面までキーを設けておくのがよい。

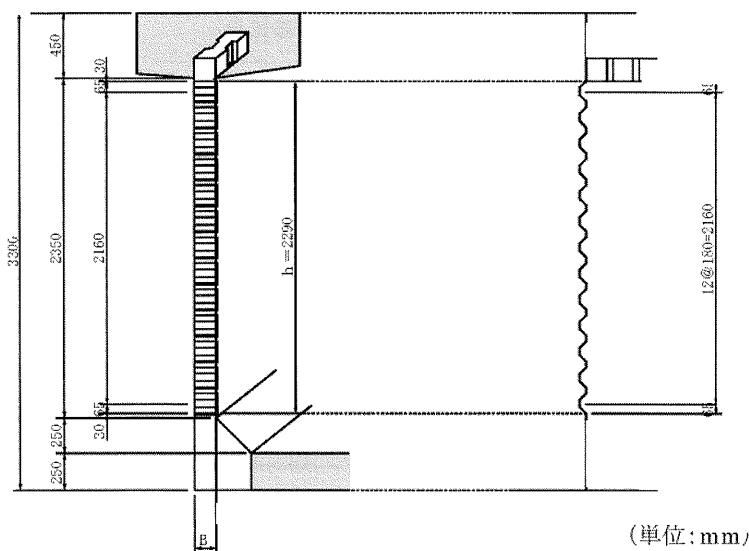
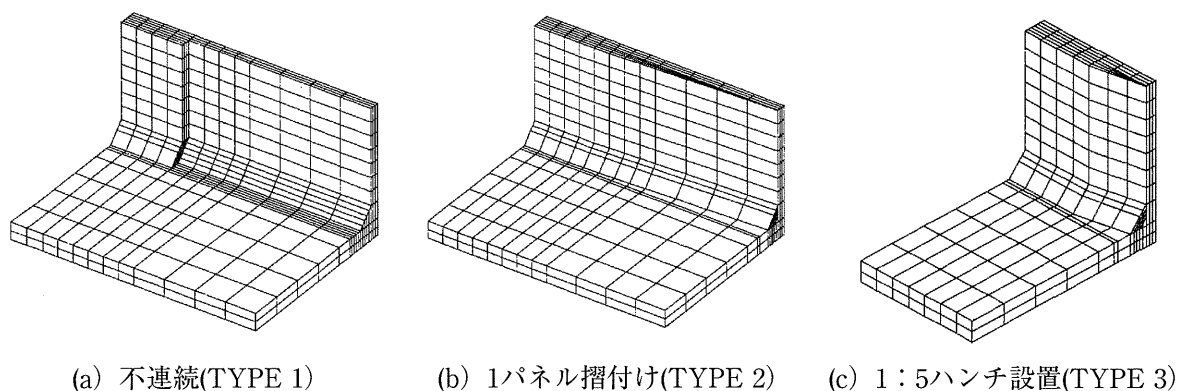


図-2.11 セン断キーの配置例



(a) 不連続(TYPE 1)

(b) 1パネル摺付け(TYPE 2)

(c) 1:5ハッチ設置(TYPE 3)

図-2.12 ウェブの厚さ変化の各タイプ

### 【ウェブの厚さ変化】

プレテンションウェブ橋の場合、部材厚の異なるウェブ同士を接合すると、部材厚差による橋軸方向のプレストレスの偏心により、大きな局部付加応力が発生する場合がある。このため、ガイドライン（案）では、1パネル内で部材厚差を摺り付けるタイプを推奨案とした。これは、図-2.12に示すように、3通りにウェブ厚を変化させたFEM解析により、1パネル（長さ3.0m）で部材厚差を摺り付けるタイプでは、問題となる付加応力が発生しないことを確認できたことによる。ただし、両端の部材厚差が50mm以下の場合、FEM解析の結果、ひび割れ発生限界を超える付加応力が発生しないので、部材厚差を不連続としたままで接合してもよい。

### 【プレテンション鋼材の付着定着長】

プレテンション方式による場合、付着定着長を必要とすることから、部材端部にプレストレスを有効に導入することが困難となる。このため、インデント加工されたPC鋼材の使用、くさびやグリップなどによる機械定着との併用などが考えられる。さらに、近年、SD785などのPC鋼棒クラスの降伏点強度を有する高強度鉄筋も実用化されており、付着性状の優れた高強度異形鉄筋

表-2.1 付着定着長の試験結果

| 緊張材種別                       | 付着定着長(mm)         |
|-----------------------------|-------------------|
| 高強度鉄筋 D16 (SD785)           | 400 (25 $\phi$ )  |
| 異形PC鋼棒 $\phi$ 23            | 600 (26 $\phi$ )  |
| PC鋼より線 $\phi$ 15.2 (SWPR7B) | 1000 (66 $\phi$ ) |

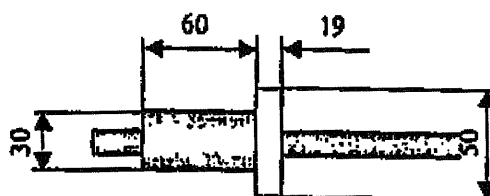


図-2.13 圧着グリップ

を緊張材として利用することも一案である。

横浜国立大学で実施された付着定着長の試験結果<sup>5)</sup>を表-2.1に示す。PC鋼より線 $\phi$ 15.2が既往規準で考慮している付着定着長(65 $\phi$ )と同程度となったのに対して、高強度鉄筋D16(SD785)や異形PC鋼棒 $\phi$ 23は、比較的短い定着長(25~26 $\phi$ )となることがわかる。

PC鋼より線 $\phi$ 15.2の付着定着長を短縮するために、端部に圧着グリップと鋼プレートを取り付けた事例<sup>6)</sup>がある。図-2.13に示す定着構造とした場合、付着定着長が約320mm(21.1 $\phi$ )となり、PC鋼より線の付着だけで定着した場合の約30%と大幅に短縮できたことが報告されていることから、プレテンションウェブにはこの形式の適用が推奨される。

## 2.5 プレテンションウェブ橋の設計にあたって

設計にあたっては、通常のPC箱桁と同様に、(1)主方向の設計、(2)横方向の設計、(3)接合部の設計、(4)構造細目、の順となる。通常のPC箱桁の設計と異なる点は、主方向の設計において、(a)ウェブと上下床版の材齢が異なることから、クリープ・収縮による内部応力の影響を考慮することと、(b)ウェブの供用限界状態を検討する際に、必ず斜め引張応力と斜め圧縮応力に対する照査を行うこと、またその際に主方向(橋軸方向)の曲げによる影響に加えて、箱桁としての横方向の曲げの影響を加算することが挙げられる。斜め圧縮に対しても照査を行うのは、ウェブを過小に薄くしないためである。また、横方向曲げの影響としては、活荷重による応力度の1/2を考慮することとしている。ここで横方向の活荷重の影響を1/2に減じているのは、主方向と横方向で想定する活荷重の載荷状態が異なることを配慮したためである。

主方向、横方向の設計を通じて配慮することは、ウェブ厚の減少に伴う床版やウェブの変形についてである。プレテンションウェブ橋では、最小ウェブ厚を150mmと考えているが、これに伴う変位・変形量の増加を照査しておくことが必要である。

ウェブと上下床版の接合部の設計では、前述の通り、ずれ止め鉄筋とコンクリートせん断キーを併用することを標準とした。なお、ウェブと上下床版の接合部の設計にあたっては、土木学会コンクリート標準示方書「構造性能照査編」に規定されている設計せん断伝達耐力の考え方に準拠するものとした。



一方、ウェブ同士の接合部の設計では、ドライジョイントを標準とするので、ずれ止め鉄筋は配置できない。このため、ウェブ同士の接合部の設計では、コンクリートせん断キーと橋軸方向プレストレスによる摩擦力により抵抗させることとした。そしてウェブ同士の接合部の設計にあたっては、道路橋示方書のせん断キーの設計方法に準拠するものとした。

構造細目に関して最も重要な点は、ウェブの最小厚さを150mmとしている点である。また、接合部が一体化するよう付着性能を高めるための配慮が重要である。

## 2.6 プレテンションウェブ橋の施工にあたって

プレテンションウェブ部材の製作方法については、マッチキャスト方式とセパレート方式とが考えられるが、ガイドライン(案)では製作コストが安いこと、プレキャストセグメント箱桁橋に比較して精度管理が容易であることから、セパレート方式にて製作することを標準とした。

セパレート方式の製作方法については、既存のプレテンション工場の製作設備を利用して製作する方法と、架設現場付近に製作設備を設置した製作ヤードを設ける方法がある。製作方法の選定にあたっては、架設現場地点の状況や既存のプレテンション工場の製作能力など、製作条件や施工工程などを総合的に勘案して製作方法を選定するのがよい。製作方法の例を図-2.14に示す。

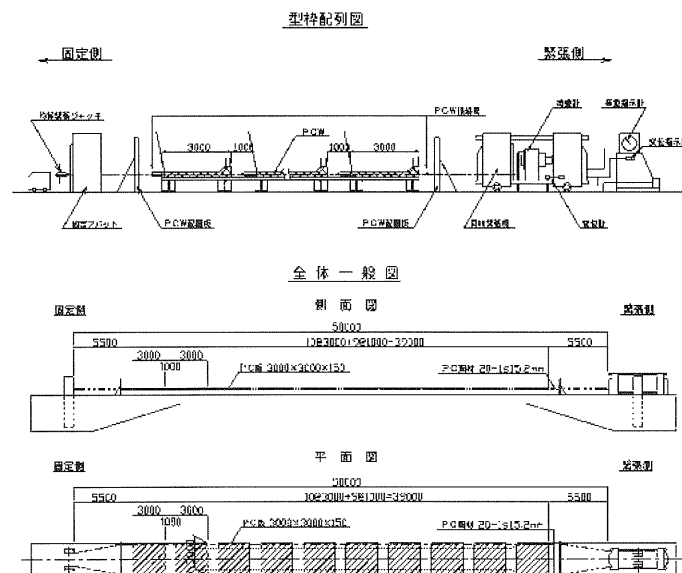


図-2.14 製作方法例

主桁の施工にあたっては、架設地点の状況、工事の規模や経済性に応じて適切な施工計画を立て、計画にしたがって入念な施工を実施しなければならない。

プレテンションウェブ橋の実績には、フランスのプロトンヌ橋とマルヌ川5橋があり、プロトンヌ橋では張出し架設工法が、マルヌ川5橋ではプレキャスト桁架設工法がそれぞれ採用されている。ガイドライン(案)では、一般的な施工方法である固定支保工架設工法と張出し架設工法について、架設手順および従来工法との工程比較などの検討を実施している。

なお、プレテンションウエブ部材の1パネルあたりの断面イメージ図を図-2.15に示す。桁高は3.300mであり、1パネルの長さは3.000mである。

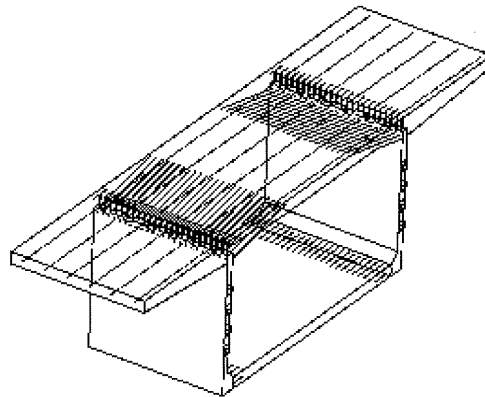


図-2.15 主桁断面イメージ図

## 2.7 まとめ

以上、「プレテンションウエブ橋設計施工ガイドライン(案)」の内容を簡単に紹介した。ガイドライン(案)に示すように、PC箱桁を対象にプレテンションウエブ橋と従来型の場所打ち施工を比較したところ、工程的にはかなりの優位性が確認されたものの、予想に反して、工費的にはむしろ従来工法と比較して数%程度割高となった。ただし、プレテンションウエブパネルの製作方法や施工方法を工夫・改善していけば、工費削減も可能になると考えられる。

プレキャスト技術を活用して高品質で高耐久なPC構造物を合理的に建設し、施工を省力化していくことはPC構造の今後の発展・拡大に不可欠である。そのために本ガイドライン(案)が役立つことを願うものである。

## 3. 「高強度鉄筋PPC構造設計指針」<sup>7)</sup>

### 3.1 指針制定までの経緯

わが国で広く用いられている異形鉄筋の2倍以上の強度を持つ高性能な鉄筋が既に開発され一部で使用されている。このような高性能な鉄筋を有効に活用し、合理的なコンクリート構造物を建設していくことは極めて重要であるが、そのためには前提として、その適用方法、新しい構造形式、構造概念等を明確にするとともに、関連の指針類を整備し、技術的な支援を行うことが不可欠である。2001年4月に新日本製鐵株式会社、株式会社住友金属小倉、および株式会社神戸製鋼所の3社より上述の趣旨に基づいた共同研究委託を受けた本技術協会では、早速、高強度鉄筋PPC構造研究委員会(委員長:池田尚治横浜国立大学名誉教授)を組織し、研究を開始した。

鉄筋コンクリートでは、供用状態において発生するコンクリートのひび割れ幅で設計が支配されることが多く、このため高強度鉄筋をそのまま梁の曲げ引張側に用いても、その特徴を発揮させることは一般に困難である。しかしながら、プレストレスと組合せて、PPC構造として使用すれば、その特徴を大いに発揮できるのではないかと考えられる。特に、終局限界状態で設計が支配されるような場合は、高強度鉄筋の格好の適用分野と言える。また、RC柱およびPC柱への適用も有望である。さらに、せん断補強鉄筋としての用途も大きい。2章で示したように、高強度鉄筋をあらかじめ緊張しておいて、プレテンション方式でプレキャスト部材を製作し、これをPC箱桁のウエブとして用いる方法も今後期待できる適用分野である。

### 3.2 高強度鉄筋の適用の現状

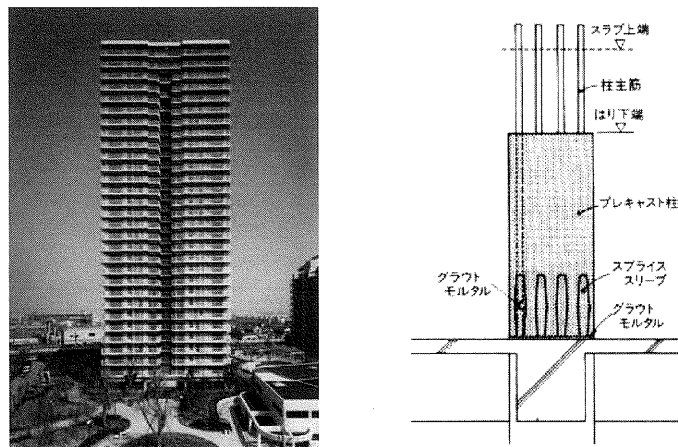
高強度鉄筋開発の大きな契機は、国土交通省（旧建設省）を中心に1988年から1993年の間に実施された総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造構造物の超軽量・超高層化技術の開発」（以下New-RC総プロ）であると言えよう。この中では、材料から設計・施工に至る総合的な研究開発が進められ、高強度鉄筋の実用化に対しての検討が行われた。

RC構造は、耐久性・耐火性・居住性（遮音性・耐振動性）に優れ、また建設コストも安価なことから多くの構造物に採用されている。わが国は地震国であり、RC構造は高層建築物の建設には不向きであると言われてきたが、近年、人口の都市集中、地価の高騰、利便性等々から市街地に多くの高層住宅がRC構造で建設されるようになってきた。これには、先に述べたRC構造の優れた特性に着目し、材料開発を含めた広範な研究開発が進められた結果である。

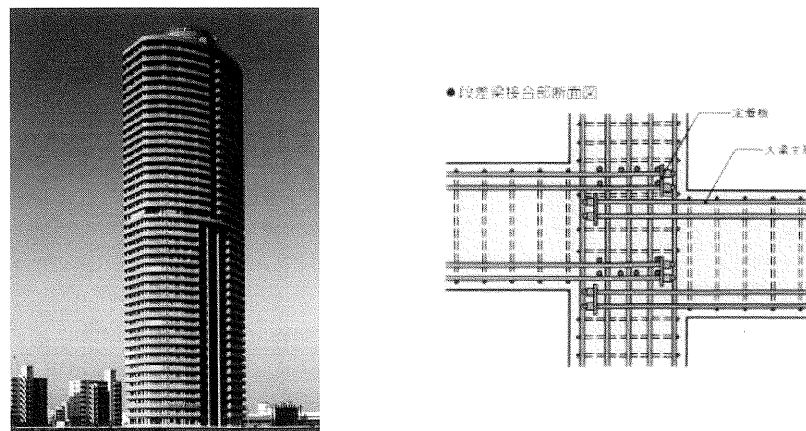
高層RC造建物における高強度材料の変遷を概観すると以下ようになる。

1972年に建設された鹿島建設椎名町アパートは、RC造20階建てであるが、使用されたコンクリートの設計基準強度は $30\text{N/mm}^2$ であり、異形鉄筋にはSD390が使用されていた。

1987年に竣工したパークシティ新川崎は RC造であるが、地上30階建てで、最高高さは87.2mとなった。超高層RC造建物では初めてプレキャスト柱を使用している点に特徴がある（図－3.1）。



図－3.1 パークシティ新川崎（RC30階建て）



図－3.2 ザ・シーン城北（RC45階建て）

使用されたコンクリートの設計基準強度は $42\text{N/mm}^2$ であり、異形鉄筋にはSD390が使用された。その後、前述のNew-RC総プロが本格化し、コンクリートの設計基準強度は $120\text{N/mm}^2$ クラスへと、また異形鉄筋もUSD685あるいはUSD985といった高強度鉄筋の使用へと進んできた。この様な経緯のもと、RC造45階建てのザ・シーン城北が1996年に竣工した(図-3.2)。これは地上45階建てで、最高高さは160mに達した。使用されたコンクリートの設計基準強度は $60\text{N/mm}^2$ であり、柱には異形鉄筋USD685、梁にはUSD490、そして横補強筋にはSD785が使用された。高強度異形鉄筋が使用されたRC構造物としてはわが国最初の建築物である。このように高強度鉄筋の使用に関しては、New-RC総プロの実施と関連して、建築分野が先行したと言えよう。

一方、土木の分野であるが、主としてRCの高橋脚に高強度鉄筋が使用されてきた。土木構造物として日本で初めて降伏点 $685\text{N/mm}^2$ 級の高強度鉄筋が使用されたのは、東海北陸自動車道路の鷺見橋の3橋脚(それぞれ高さ55m、118m、68m)である(図-3.3)。その後、高強度鉄筋は宮崎県の上岩戸大橋に使用された。さらに高強度・高流動コンクリート(自己充填型高強度耐久性コンクリート)と高強度鉄筋を組み合わせた超高性能コンクリートの研究成果が、第二名神高速道路の栗東橋橋脚に使用されるなど、最近では使用実績をあげつつある。

鷺見橋は1998年に竣工している。宮崎県の上岩戸大橋の橋脚は既に完成しており、最高の橋脚高さは104mである(図-3.4)。第二名神栗東橋の橋脚高さは65mである(図-3.5)。

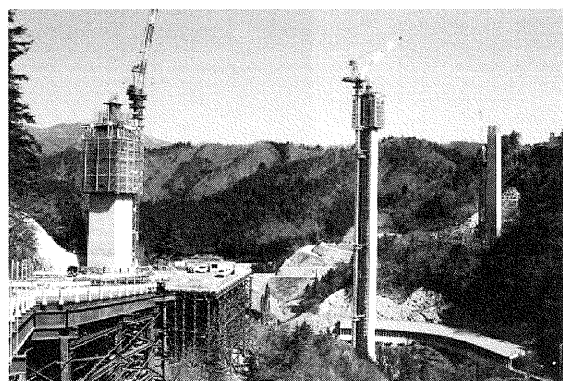
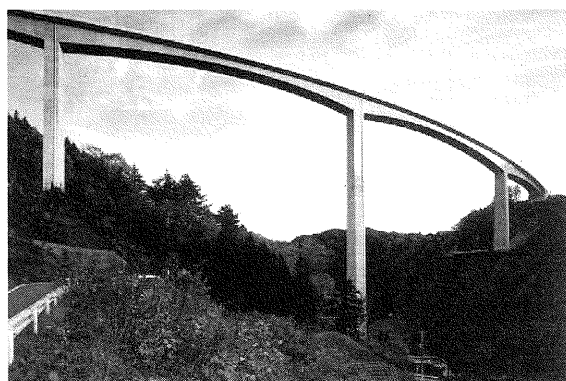


図-3.3 東海北陸自動車道路「鷺見橋」と橋脚施工中の状況



図-3.4 上岩戸大橋(橋脚高さ104m)

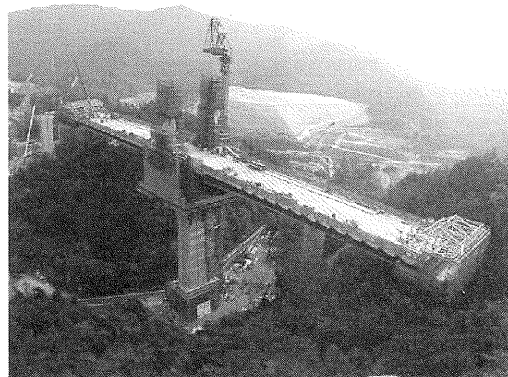


図-3.5 第二名神 栗東橋(橋脚高さ65m)

### 3.3 「高強度鉄筋PPC構造設計指針」<sup>7)</sup>

#### 【概要】

高強度鉄筋を使用する際には、コンクリートにも高強度が要求される。これによって、バランス良く、終局耐力を増加させることができれば、部材断面が縮小でき、部材重量の軽減や、過密配筋の解消につながる。このように終局限界状態を念頭においた場合、高強度材料の利点は容易に理解できる。しかしながら、供用限界状態では、コンクリートのひび割れ発生やひび割れ幅により、設計が支配されることになるが、高強度鉄筋を使用して、鉄筋比を減少させることは、ひび割れ幅の制御にとっては良い方向とは言えない。そこでこれを解消する方策として考えられたのが、高強度鉄筋にプレストレスを与えて、PPC化することにより、供用性を改善しようとする考え方である。ひび割れは発生しても、プレストレスによってひび割れ幅を制御できれば、供用性も満足できるので、結果として、高強度鉄筋を使用した上で、供用限界と終局限界の両者をバランス良く満たす構造物が建設できることになる。このような目的で作成された「高強度鉄筋PPC構造設計指針」<sup>7)</sup>の概要を以下に紹介する。目次は次の通りである。

#### 「高強度鉄筋PPC構造設計指針」 - 目次 -

- 1 章 総則
- 2 章 材料の品質
- 3 章 使用材料
- 4 章 制限値
- 5 章 構造細目
- 6 章 荷重
- 7 章 構造解析
- 8 章 供用限界状態に対する検討
- 9 章 終局限界状態に対する検討
- 10章 疲労限界状態に対する検討
- 11章 耐震に対する検討

指針には附属する資料として、この他、高強度鉄筋規格（案）と試設計が示されている。

#### 【高強度鉄筋規格（案）】

高強度鉄筋規格（案）によれば、高強度鉄筋はⅠ種とⅡ種に区分される。いずれも降伏点が685N/mm<sup>2</sup>以上であるが、この内Ⅰ種は、(1) 主鉄筋として使用されることを考慮して、降伏点（または0.2%耐力）、降伏比（実降伏点／実引張強さ）、伸び、曲げ性、などの機械的性質が規定されている、(2) 明確な降伏点を有する、(3) 製造方法が直棒からの圧延である、(4) 鉄筋径でD19からD51までが規定されている、などの特徴を有している。高強度鉄筋Ⅰ種の記号は、降伏比に応じて、USD685A（降伏比85%以下）とUSD685B（降伏比80%以下）に区分される。

一方、Ⅱ種は、(1) 明瞭な降伏棚が現れず、降伏点の下限值のみが規定されている、(2) 製造方法がコイルからの圧延である、(3) 主鉄筋以外に使用する、(4) 鉄筋径でS6からS16までの細径のもののみが規定されている、などの特徴を有している。高強度鉄筋Ⅱ種の記号は、降伏点の下限值に応じて、KSS785（降伏点785N/mm<sup>2</sup>以上）とHDC685（降伏点685N/mm<sup>2</sup>以上）に区分される。

## 【指針の内容】

1章「総則」では、適用範囲等が示されており、本指針の適用範囲の高強度鉄筋は降伏点が $685\text{N/mm}^2$ 以上のものであること、設計の対象は橋梁構造物であること、限界状態設計法に基づくこと、を明らかにしている。高強度鉄筋はⅠ種、Ⅱ種の2種類であり、本指針ではPC、RCを含めた広義のPPC構造物を対象とすることを示している。

2章「材料の品質」では、高強度鉄筋は「高強度鉄筋規格(案)」に定めたものであること、コンクリートの設計基準強度は $30\sim 80\text{N/mm}^2$ を基本とすることを示している。

3章「使用材料」では、高強度鉄筋の疲労強度、応力-ひずみ曲線、ヤング係数、ポアソン比などが示されている。この中で特に注意を要するのが、鉄筋の破断ひずみである。通常の鉄筋であれば、破断伸びが十分に大きいので、最小鋼材量の規定を満足していれば、コンクリートの圧壊に先行して鉄筋破断が生じることはないと考えられる。しかしながら、高強度鉄筋では通常の鉄筋に比較して破断ひずみが減少しており、さらにこの傾向は高強度鉄筋Ⅱ種において著しい(図-3.6)。したがって、部材に大きな変形を付与する場合には、鉄筋の破断ひずみを適切に設定した上で、破断が生じないことを照査しておく必要がある。

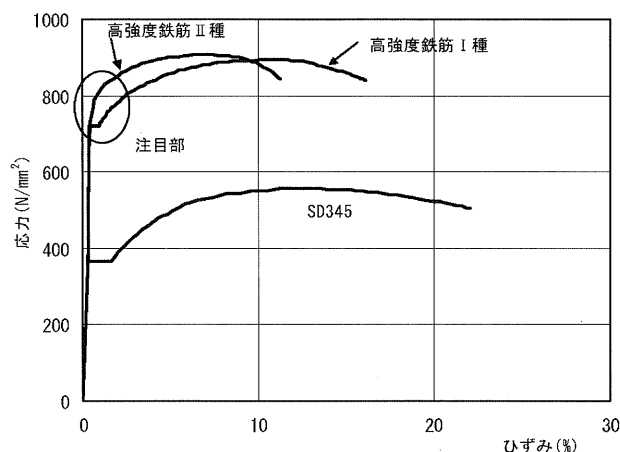


図-3.6 鉄筋の応力-ひずみ関係の例 (SD345、高強度鉄筋Ⅰ種、Ⅱ種)

4章「制限値」には、ひび割れ幅に対する制限値を、構造物の種類と使用目的、環境条件、耐久性、部材の条件等を考慮して定めることが示されている。

5章「構造細目」では、最小鋼材量が規定されている。すなわち、コンクリート部材の破壊時に、高強度鉄筋の破断が先行し、脆性的な破壊が起きないように、必要な量の鋼材を配置することが規定されている。一般に、高強度鉄筋は通常の鉄筋に比べて、降伏比が大きく、破断ひずみが小さい。また、高強度鉄筋を適用する場合は、従来の鉄筋と比較して、その強度比に応じて鋼材量を減らすことが予想される。このため、高強度鉄筋を使用したPPC構造で想定される断面は低鉄筋比の傾向にあると言える。曲げモーメントの影響が支配的な部材の軸方向鉄筋に関する最小鋼材量は、従来は部材の破壊曲げモーメントをひび割れ発生モーメント以上とする考え方に基いて規定されてきた。

しかし、橋脚基部やラーメン橋の柱頭部など、地震時荷重に対して十分な変形性能が要求される部材では、曲げ降伏以降の破壊モードに着目して最小鋼材量を規定しておく必要がある。特に降伏比の大きい高強度鉄筋を用いた場合には、曲げ耐力に達する以前に鉄筋の破断が先行して十

分な変形性能が得られなかったり、また破壊後の耐力低下が急激であることも報告されている<sup>8)</sup>。これまでの検討によれば<sup>9)</sup>、正方形断面に近く軸方向鉄筋が断面の各辺に均等に配置されているような橋脚の軸方向鉄筋に高強度鉄筋Ⅰ種を使用する場合には、曲げに対する最小鋼材量として引張鉄筋比1.0%を目安とするのがよい。

高強度鉄筋は通常の鉄筋に比べて破断ひずみが小さいことから、曲げ加工に対する性状が低下する。したがって、加工時の曲げ内半径は十分に大きくとるのがよい。コンクリート中に定着された高強度鉄筋がその機能を十分に発揮するという観点から推奨される曲げ内半径は、Ⅰ種に対して $3.5\phi$ 以上、Ⅱ種に対して $3.0\phi$ 以上である（ $\phi$ ：鉄筋径）。

6章「荷重」、7章「構造解析」は、PPC構造設計規準に準拠することが規定されている。

8章「供用限界状態に対する検討」では、ひび割れ幅限界部材の検討が示されている。高強度鉄筋を使用した場合も、通常の鉄筋を使用した場合と同様の取り扱いができることが実験的に確認されているので<sup>9)</sup>、ここでは土木学会コンクリート標準示方書「構造性能照査編」に準じて、設計してよいことが規定されている。

9章「終局限界状態に対する検討」の中で注意すべき点は、断面の破壊時に高強度鉄筋が降伏しているか否かを十分に確認しておくという点である。通常の鉄筋を使用した場合は、鉄筋の降伏ひずみはコンクリートの圧壊ひずみよりも小さいので、断面の軸方向圧縮耐力を算定する際には、鉄筋の降伏を仮定し、コンクリート分担分と鉄筋分担分を加算して算定することができた。しかし、高強度鉄筋では、軸方向圧縮力を受けて断面のコンクリートが破壊する際に、一般に鉄筋の降伏を仮定できない。このため、高強度鉄筋の設計圧縮降伏強度の上限値として $400\text{N/mm}^2$ が規定されている。この値は高強度鉄筋の実降伏点からみるとかなり小さい値であるが、コンクリート応力がピークに達する際のひずみがおおよそ0.002であることから、それに対応する鉄筋応力として定められたものである。

なお、せん断耐力をコンクリートの分担分とせん断補強筋の分担分の和として求めることは従来通りである。ただし、せん断補強筋に高強度鉄筋を使用した場合に、破壊時にせん断補強筋の降伏を仮定できるか否かという問題がある。このため、本指針では、せん断補強筋の設計降伏強度に $785\text{N/mm}^2$ という上限値を設けている。

10章「疲労限界状態に対する検討」は、PPC構造設計規準に準拠することが規定されている。

11章「耐震に対する検討」において、特に注意すべき点は、使用する高強度鉄筋の材料特性値の定め方である。部材の破壊形態は、対象とする構造部材の耐震設計の基本方針を決定するうえで最も重要なポイントである。したがって、高強度鉄筋の製造ロットの違いなどにより破壊形態の判定が逆転することがないように、曲げ耐力およびせん断耐力の算定時において、高強度鉄筋の引張降伏強度の特性値を以下のように定めることが規定されている。すなわち、(1) 曲げ耐力の算定時には、降伏点または0.2%耐力の規格値の上限値を用いる、(2) せん断耐力の算定時には、降伏点または0.2%耐力の規格値の下限値を用いる、ということである。

また動的解析において、鉄筋の応力－ひずみ曲線の履歴モデルを用いる場合には、鉄筋による履歴吸収エネルギー特性を適切に考慮できるモデルを採用することが重要である。高強度鉄筋Ⅰ種を用いる場合には、次のように設定してよいことが規定されている（図－3.7）。

- a) バイリニア型の履歴モデルとする。
- b) 骨格曲線は、コンクリートのテンションステイフニングを考慮した鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係に基づいて設定する。

- c) 鉄筋の終局は、第二勾配の累積ひずみ（骨格曲線部の経験ひずみの総和）が破断ひずみに達した時点とする。

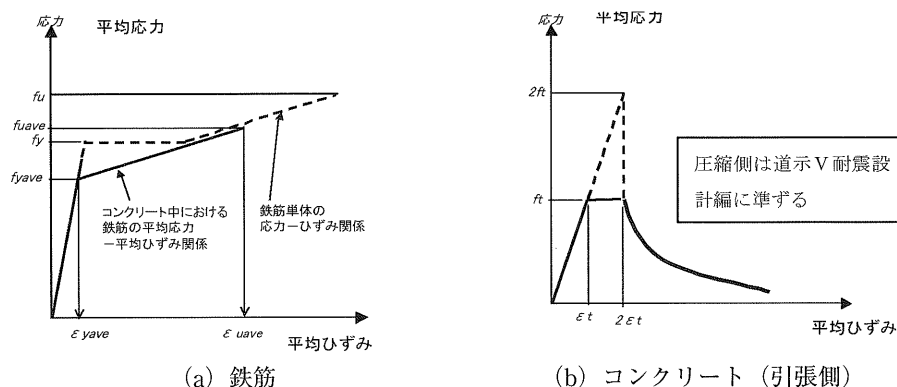


図-3.7 応力-ひずみ関係の骨格曲線

以上、高強度鉄筋PPC構造設計指針の内容を簡単に紹介した。高強度鉄筋を活用し、断面と配筋のバランスがとれた軽快なPPC構造物を建設していくことは今後のPC技術の拡大に大いに役立つものと考えられる。現在までのところ、高強度鉄筋を使用したPC構造物の実施例はまだ多くはない。しかしながら、新たなPC構造物の展開に向けて、本指針が役立つことを強く期待したい。

#### 【参考文献】

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会：プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン（案），66pp., CD-ROM付，2003.11.
- 2) 須藤 誠：Brotonne橋（PC斜張橋）の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.19，No.2，pp.42-59，1977.
- 3) J.A. Fernandez Ordonez（池田尚治監訳）：PC構造の原点フレシネー，建設図書，pp.247-253，2000.
- 4) De Wissocq Martin, Paulik Ladislav, Placidi Michel and Vassord Jean: Vecchio Bridge, fib Symposium, pp.363-372, 1998
- 5) 三宅淳一郎，林 和彦，池田尚治：プレテンションウェブを有するPC桁のせん断耐荷性能に関する実験的研究，プレストレストコンクリート，Vol.45，No.2，pp.126-133，2003.3.
- 6) 橋場ら：全外ケーブル構造を採用した上和会高架橋の定着部および偏向部の設計-工場製作プレキャストセグメントPC橋-，第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.793-798，2001.11.
- 7) (社)プレストレストコンクリート技術協会：高強度鉄筋PPC構造設計指針，171pp., 2003.11.
- 8) 増川淳二，天野玲子，須田久美子，大塚一雄：高強度鉄筋を用いたRC橋脚部材の開発，コンクリート工学論文集，Vol.9，No.1，pp.123-132，1998.1.
- 9) 飯島基裕，山口隆裕，池田尚治：高強度材料を用いたPPCはりの曲げ挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1149-1154，1997.

以上



## PC建築と免震構造

|                 |         |           |         |
|-----------------|---------|-----------|---------|
| 京都大学大学院教授・本協会会長 | 渡 邊 史 夫 | (株)ピーエス三菱 | 林 三 雄   |
| 大阪大学大学院教授・本協会理事 | 大 野 義 照 | 大成建設(株)   | 松 原 正 安 |
| (株)竹中工務店        | 角 彰     | フドウ建研(株)  | 坂 田 博 史 |

### 1. まえがき

プレストレストコンクリート（以下PC）技術は、鉄筋コンクリート構造では困難な大スパン梁（桁）の架設を可能とすることを主目的として開発された工法であり、その特長は大きく分けて3つとなる。

- ①ひび割れ発生の抑止：コンクリートに導入される元圧縮応力が、引張に弱いコンクリートの性質を補い部材のひび割れ発生を防止する、又、たとえひび割れが発生してもその幅を抑制できる。
- ②原点復帰性：履歴エネルギー消費能力がRCに比べて小さい一方、大きな変形を生じた後にも、内部に導入されているPC鋼材がバネのように働き、変形が元に戻る。
- ③部材接合性：プレストレスによる圧着は、接合面圧縮力が摩擦抵抗を生み出し、プレキャスト工法に極めて有効である。

これらの特長を如何に設計に反映し、付加価値の高い建物を設計・施工していくかがPC業界に架せられた役割である。

上部構造で地震荷重に抵抗する耐震構造では、地震時の安全性確保は行われるが、何がしかの損傷が生じるのが通例である。更に高い耐震性能、例えば、大地震を受けても上部構造は弾性応答範囲に留まり、全く無損傷の状態を保つことが設計目標に成ることもある。重要度の高い建物や高い資産価値を求める建物が該当する。また、地震時に生じる応答加速度が大きくならないことを設計目標とする建物もある。各種器具が損傷を受け建物機能が麻痺する情報センターや病院等が該当する。このような場合には、上部構造に入力する地震荷重を低減する為に、免震装置を挿入することが多い。免震装置の水平剛性は建物に比べて極めて小さく、免震層を含む構造体全体の固有周期を大きく増大することにより、上部構造に対する入力地震動を低減する（地震動の卓越周期に比べ、構造系の固有周期が大きくなればなるほど、構造系への入力地震動は小さくなる）。免震装置の挿入により、上部構造への入力地震動が低減されると、床応答加速度の低減とPC架構の特徴である原点指向性とによって、地震時に構造体のみでなく加速度に弱い各種機器も全く損傷を生じない建物を建設できる。

2000年までに日本建築センターで評定されたPC免震建築の件数は、RC梁にひび割れやたわみ制御の目的でプレストレスが導入された、いわゆるPRCを含め41件である。ただし、これらは確認できた数で、実際はもっと多いものと思われる。それらの評定年をみると、1995年の兵庫県南部地震の前には建設会社の研究所が3件あるだけで、その他はいずれも1995年以降である。41件のPCの種別は、Ⅰ種・Ⅱ種PCは20件、うち7件はプレキャストプレストレストコンクリート

(PCaPC)、Ⅲ種PC (PRC) は21件である。それら建築物の階数は図1.1に示すように3～7階建てが多く中でも4階建てが最も多い。それら用途は表1.1に示すように、事務所が13件と約1／3を占め、ついで、病院・医療施設7件、学校・大学の5件、庁舎・警察署の3件、住宅の3件とつく。地震時に防災拠点となるような施設や大きな応答加速度を避けたい病院・電算センターだけでなく、一般の事務所や住宅にもPC免震構造は普及してきている。

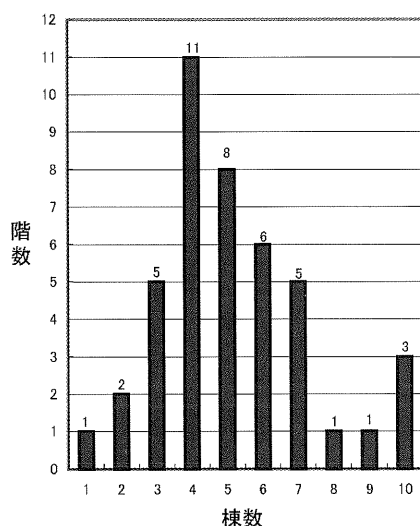


図1.1 PC免震建築の階数

表1.1 PC免震建築の用途

| 用途        | 件数 |
|-----------|----|
| 事務所       | 13 |
| 病院・医療施設   | 7  |
| 学校・大学     | 5  |
| 庁舎・警察署    | 3  |
| 住宅・老人ホーム  | 3  |
| 研究所       | 3  |
| 通信・電信センター | 2  |
| 公民館       | 2  |
| 工場        | 1  |
| 倉庫        | 1  |
| スポーツ施設    | 1  |

以下に、PC建築と免震構法との関係について免震構法とPC建築、特に上部構造に分けて概説する。続いて実施建築物として次の5つの事例を紹介する。

- ・現場打ち在来工法のPRC梁を用いた5階建て事務所ビル
- ・PCaPCの一般的な3階建て事務所ビル
- ・PCaPCの3階建て警察庁舎
- ・事務所棟と事務所・集合住宅棟からなる複合ビル
- ・超高層PCaPC免震集合住宅

## 2. 免震構法とPC建築

### 2.1 免震構法

#### 2.1.1 耐震・制震・免震

地震国日本では明治以来、地震に安全な建築を求めてきた。当初は地震に耐える地震エネルギー吸収能力を柱、壁、梁など主要構造部材に求めてきた。これが文字通り耐震建築である。これに対して制震建築は振動エネルギー吸収部材を主要構造材以外に付加し、地震や風による振動を抑える建築である。エネルギー吸収部材には層間の変位に対して履歴ループで振動エネルギーを吸収する低降伏点鋼や摩擦ダンパー、変位速度に対して抵抗する粘性体ダンパーなどがある。

これに対して免震建築は地面から建物に入る地震動を遮断することを狙った技術である。地震動の揺れ方の特徴は1.0秒前後以下の短い周期で揺れる波が強い加速度を持っていることで、一般の建物もほぼ同じような周期をもっているため地面のゆれと共振して建物には強い揺れが入ってくる。免震建築は地面と建物の間に非常に柔らかい部材を挟みこみ長周期の建物とすることで短い周期の地震の揺れが建物に入ることを遮断してしまう技術である。

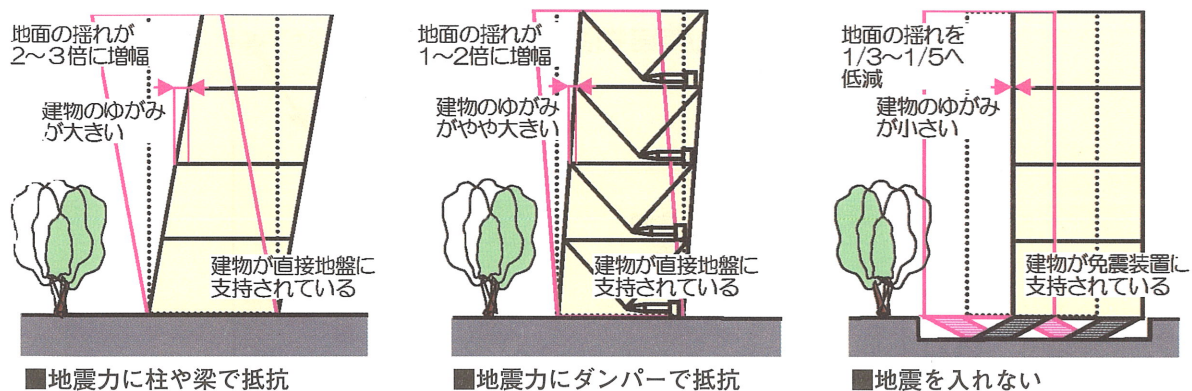


図2.1.1 耐震・制震・免震

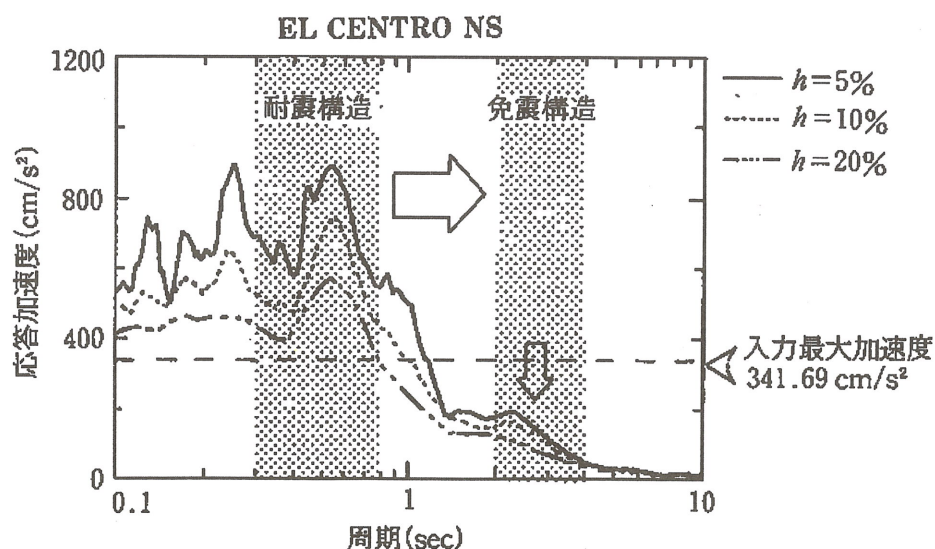


図2.1.2 応答スペクトルと免震の原理

## 2.1.2 免震建築の発展

建物を地面の揺れから遮断する考えは古くからある。文献に残るものでは1891年建築学会建築雑誌に河合浩蔵の「大地震ノ際大震動ヲ受ケザル構造」が掲載された。これは地面の上に丸太を敷き重ね、その上に建物を造るもので、それ以降1900年代前半にいくつかの種類の提案がされてきたが耐震建築が主流であった当時には社会的に認められなかった。しかし1950年代以降、積層ゴムの開発により免震構造はようやく実現段階にはいった。

1956年イギリスのベルハムブリッジで始めて積層ゴムが防振と伸縮吸収の目的で使われた。地震力低減で最初に使われたのは1969年ユーゴスラビアのスコピオ市、ベスタロッチ小学校である。その後、フランス、南アフリカなどで免震原子力発電所などが建設されていった。日本では1983年八千代台住宅が最初の免震建築として建設され、その後、徐々に採用件数が増加していったが、1995年の阪神淡路大震災を境に急激に免震建築が普及し、今や地震対策として欠くことのできない重要な技術となっている。

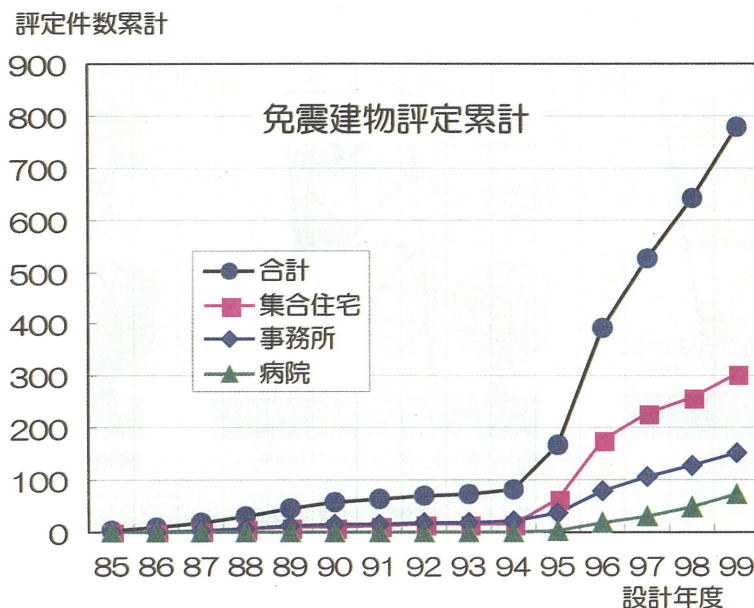


図2.1.3 免震建築評定取得件数の推移

## 2.1.3 免震部材

免震部材には次の四つの機能が必要である。

- ①地震の揺れを建物に伝えないようにする絶縁機能
- ②建物の重量を支える支持機能
- ③建物を元の位置に戻す復元機能
- ④揺れ幅を小さくし、かつ早く収束させる減衰機能

次に代表的な免震部材について記述する。

### (1) 積層ゴム

積層ゴムは薄いゴムシートと鉄板を交互に張り合わせたものである。単体のゴムは水平方向には固有の柔らかい性質を持つが、圧縮を受けると横方向にはらみ出すことで鉛直方向に大きく変形してしまう。これに対し積層ゴムは水平方向へは単体と同じ柔らかい剛性をもつが、鉄板がゴ



ムの横へのはらみ出しを拘束して圧縮剛性が非常に高くなる。従って建物の重量を支えても鉛直方向にはほとんど変形せず、水平方向には大きな変形が可能となる。

水平方向の変形能力は非常に大きくせん断変形率は250%ぐらいまでほぼ弾性的に変形し、その後、ひずみ効果を起こし350%を過ぎると破断領域に入る。ゴム総厚が15cmなら200%の水平変形は30cmとなる。

積層ゴムには天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴムと高減衰積層ゴムの3種類がある。鉛プラグ入り積層ゴムは中心に減衰材となる鉛の棒が入っている。積層ゴムに水平変形を与えたときの水平荷重と水平変形の関係は復元力特性と呼ばれ、このループの面積が大きいほど減衰性能が大きくなる。天然ゴム系積層ゴムは減衰性能は小さいため別の減衰性能をもつダンパーが必要となる。すなわち天然ゴム系積層ゴムは④の機能はない。一方、鉛プラグ入り積層ゴムは鉛の剛性と減衰性が付加される。鉛が降伏するまでは高い剛性があり、風での変形はほとんどないが大地震では鉛が降伏し塑性変形で大きな減衰性を持ち、①～④すべての機能を持っている。

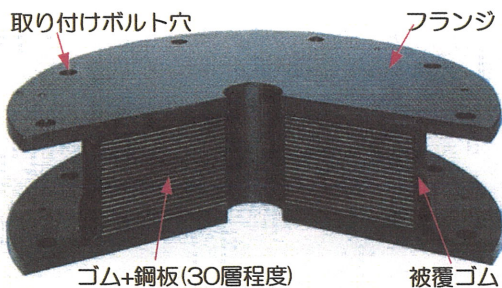


図2.1.4 積層ゴムの構造

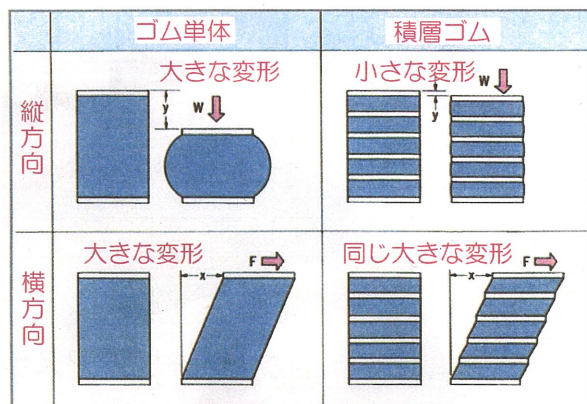


図2.1.5 積層ゴムの水平、鉛直剛性

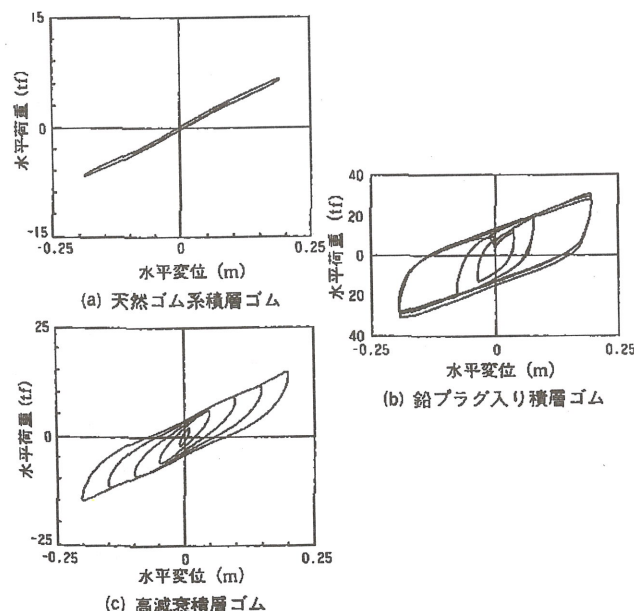


図2.1.6 積層ゴムの復元力特性

## (2) すべり支承

すべり支承は免震部材の①、②、④の機能を持つもので橋では古くから使われていた。水平方向の復元力特性をみると次のことがわかる。静止摩擦以内の水平力に対しては高い剛性があるがすべりだすとほとんど剛性はなくなり履歴曲線は四角形になる。従って③の機能をもつ部材として積層ゴムなどを別途、採用することが必要となる。以上のようにすべり支承では摩擦係数が設計の重要なファクターとなる。また摩擦係数の耐荷重性、耐磨耗性、耐候性の長期的な安定性が必要な条件となる。すべり支承の材料は通常は4フッ化エチレン樹脂とステンレス板、鉄板などを組み合わせたものである。

この他にすべり支承で復元力を持つものがある。これはすべり面が曲面になっており曲面上をすべることで復元力が生じる。また曲率を調整することで周期も調整できる。

すべり支承に近いものに転がり支承がある。これはベアリングやリニアレールを使ったもので①と②の機能を持つが③、④のために別途、部材が必要になる。

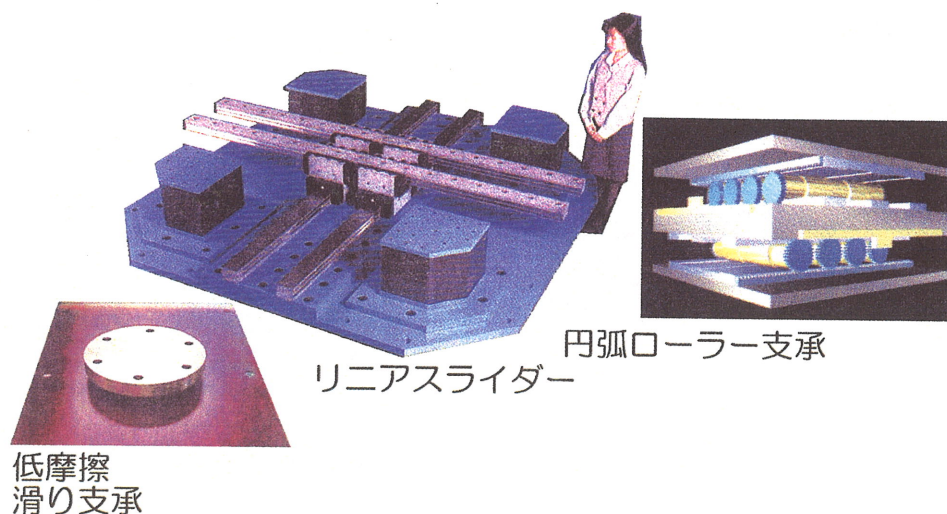


図2.1.7 すべり支承、転がり支承

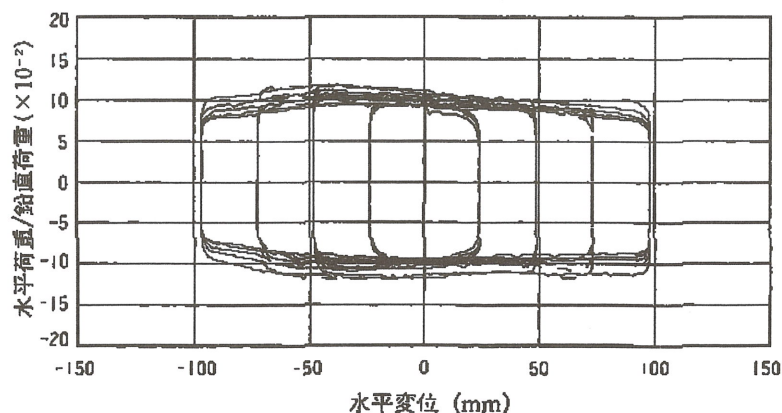


図2.1.8 すべり支承の履歴特性



### (3) 各種ダンパー

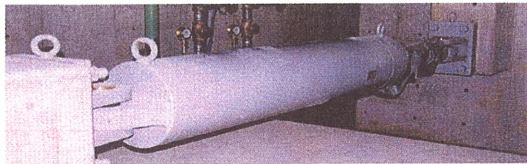
復元力特性のループ面積の大きさに現れる揺れのエネルギーを吸収し、振動を抑える減衰部材をダンパーと呼んでいる。通常は①、②の機能は持っていない。ダンパーには

- ・ 流体の粘性を利用する粘性ダンパー
- ・ 金属の降伏後の履歴を利かす鋼材ダンパー
- ・ 摩擦力を利用する摩擦ダンパー

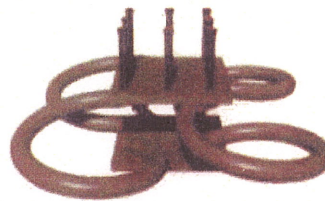
がある。

粘性ダンパーにはシリンダー内のオイルが流れる際の流体の抵抗力を利用するオイルダンパーや抵抗板間に設けた粘性体のせん断抵抗力により減衰力を得るせん断型などがある。減衰力の変形特性は楕円形となり、変形速度に比例した減衰力を持っている。また微小振動についても減衰性を発揮するので風や中小地震についても有効なダンパーとなる。鋼材ダンパーは塑性変形によりエネルギーを吸収して減衰効果を発揮する。一般には弾性限までは剛性が高いため、風などで簡単に揺れないためのトリガーの機能を果たす。これは摩擦ダンパーにもいえることで静止摩擦力まではトリガーとして働く。トリガーを超えると免震効果があらわれダンパーは減衰効果を発揮する。

粘性ダンパー（オイルダンパー）



鋼材ダンパー



鉛ダンパー



図2.1.9 各種ダンパー

#### 2.1.4 免震層計画上のポイント

##### (1) 免震層の位置

免震建物は免震層をどこに置くかによって基礎免震、中間階免震と別れる。基礎免震は建物全体を、中間階免震は免震層上部のみを免震化する。基礎免震は最下階の床下に免震部材を配置する。基礎構造はさらにその下となる。一般には用途のない免震層の専用のスペースである。中間階は地上部分に免震層を置く。この場合、免震層専用の場合と、駐車場などの用途がある場合がある。中間階で用途がある場合は免震部材の耐火被覆が必要となる。また免震層の変位に対するEVや階段室の配慮など難しい問題が多くある。しかし基礎免震は1層分、基礎深さが深くなりコストアップとなる。免震層では免震部材のメンテナンスを考え基礎梁下の隙間は50～100cm、床下寸法は150～180mmは必要である。また将来の取替えを考えて搬入口や運搬経路を考えておく必要がある。

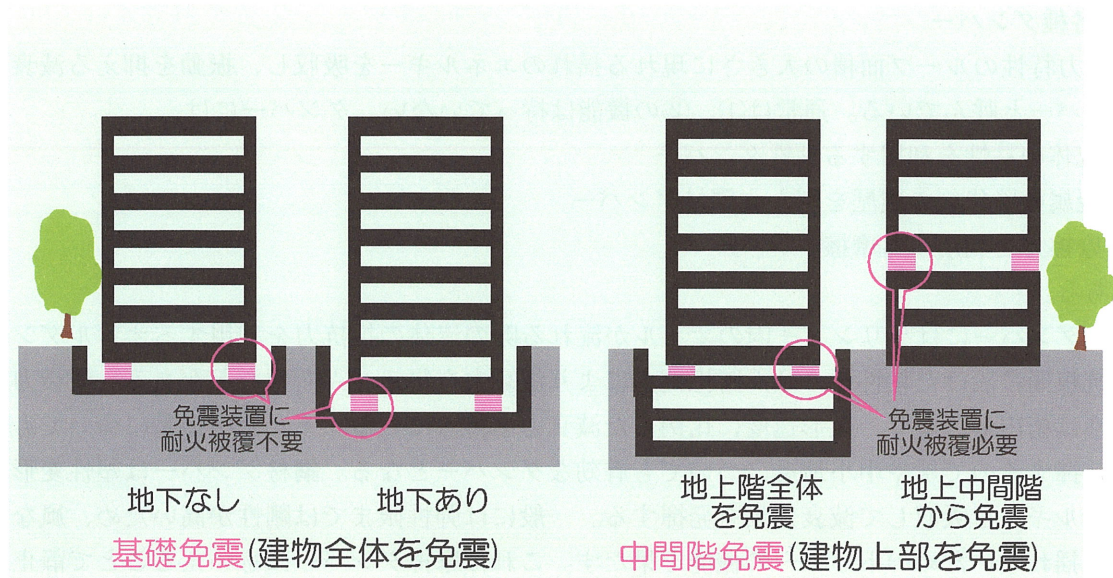


図2.1.10 免震層の位置

## (2) クリアランス

免震層の上と下では地震時の水平変位が違っている。したがって、それぞれが衝突しないように30～50cm水平クリアランスをとる。また地表面では周囲に建物が移動しても問題のないような緑地や空地などを取る場合もある。非免震部とのエキスパンションジョイントは変形に追従できる詳細の工夫が必要である。また積層ゴムのクリープを含んだ圧縮変形も考え鉛直方向のクリアランスも5cm程度取る。

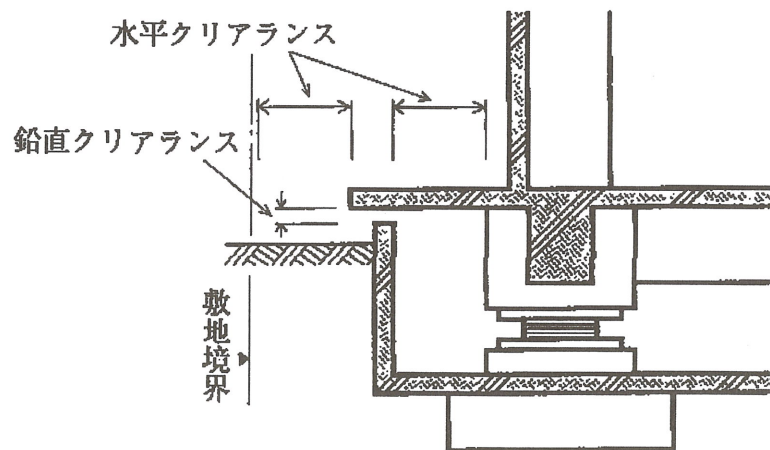


図2.1.11 クリアランス



## (3) 設備配管、エレベータ、階段

免震層を介してつながる設備配管は変位に追随できる必要がある。建物側に固定された部分と基礎側に固定された部分の間にフレキシブルな免震継ぎ手を設け、この継ぎ手部分をキャスターで支持したり、バネで吊り下げる。電気配線については水平変位量以上の余長をとっておく。

基礎免震の場合の階段やエレベーターは免震層上部の躯体から吊り下げる。そして変位量に応じた水平クリアランスをとる。

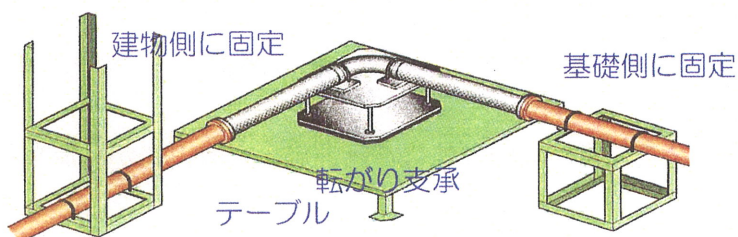


図2.1.12 設備配管の対応

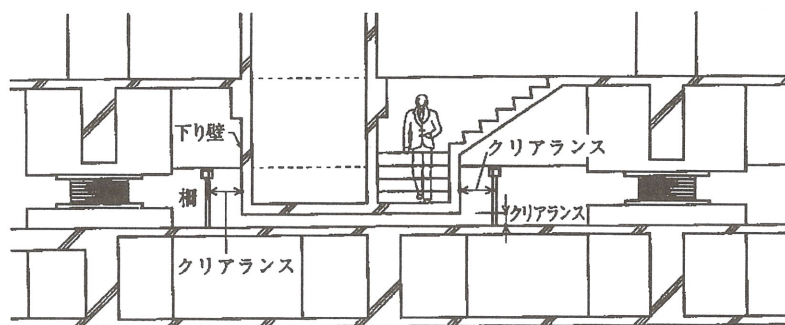


図2.1.13 EV、階段室のクリアランス

## 2.2 PC建築

PC構造と免震システムの組合せに関する研究は、1980年代後半より取り組まれていたが実施例が少なく、本格的に計画が行われ始めたのは1995年の兵庫県南部地震以降である。

最近、PC構造、特にプレキャスト(PCa) PC構造と免震システムの組合せがよく計画される様になった。これらの構法は、施工の合理化およびPC部材が持つ特有の力学的特性を巧みに利用して、常時におけるPC部材の優れた耐荷性能を活かしながら建物に入力される地震エネルギーを免震層で集中的に消費させ、建築物の対地震安全性の向上を計ったものである。PC構造と免震システムの組み合わせによる構造的な利点は、一般には次のような点が挙げられる。

- 1) PC架構は、比較的、大スパンで計画されることから免震装置に重量を集中させやすい。
- 2) PC構造は極めて復元性が高く、大地震動を受け架構の変形が進行しても架構の残留変形および剛性低下が殆ど起きない。
- 3) PC構造の弱点である架構の履歴エネルギーの消費が小さく、地震応答変形が大きくなる特性を免震システムで十分に補完できる。
- 4) PCaPC架構は高品質で極めて耐久性に富み、施工の省力化が可能な環境に優しい構法である。

以下、PC免震構造における計画の要点を述べる。

### 2.2.1 PC上部構造の検討概要

免震建物におけるPC上部構造の検討は、大別すると、常時荷重と地震荷重時に対する検討に分けられる。上部構造の常時荷重に対する設計は、一般のPC建物と同様であるが、地震荷重時に対する検討は大きく異なる。低層の耐震型PC構造では、常時および地震時荷重に対する部材の弾性力に、一定の荷重係数を乗じて当該部材の終局耐力が必要耐力を上回ることを確認する方法で架構の終局強度型の耐震設計がなされる。一方、免震構造における建築物の対地震安全性は、従来、地震応答解析の結果のみで確認されてきた。しかし、2000年6月1日の建築基準法施行令(以下、改定令と云う)の改定に伴い、検討法および規模などの条件付きで仕様規定ならびに免震層を限界耐力計算に基づいて設計検討(応答加速度スペクトル設計)を行えば地震応答解析が免除され、さらに基準評価(従来の評定)も免除されることになった。

ただし、ここに報告する上部構造の検討概要は、地震応答解析の実施を前提するものとする。

上部構造の設計用せん断力とその分布は、一般には地震動レベルをレベル2(改定令では、極めて稀に発生する地震動と定義される)として、免震部材を含む上部構造の地震応答解析の結果を上回るよう決めなければならない。従って、一般の耐震設計用せん断力に較べて小さく、その分布も異なる。

免震層の計画は、上部構造自体の弾性1次周期と地震動時における上部構造を含む免震周期が大きく離れるよう計画し、さらに使用する免震装置の水平変形能(例えば、安定変形、性能保証変形および終局限界変形)を考慮して行われる。一般には、レベル2地震動に対しては免震装置の安定変形以内、余裕度検討用地震動(改定令にはない)に対しては性能保証変形以内となるよう計画される。

以下、上部構造に要求される各性能について、実施例を基に概要を報告する。

### 2.2.2 PC上部構造に対する性能

上部構造に対する設計検討は、常時と地震時荷重に対する設計に分かれるが、常時に対する設計は通常のPC構造と同じであるので、ここでは省略する。

地震時荷重に対する設計検討は、一般のPC構造で行われる手法と異なり、基本的には性能型の設計（応答性能設計）が行われる。これは、建物の耐震性能が、全て免震部材を含む地震応答解析により検証されるため、地震応答解析に必要な上部構造の振動モデルが作成できる解析法が必要となる。

さらに、上部構造の設計用せん断力が通常の耐震構造に較べて小さく設定（例えば、低層構造物でベースシア係数 $C_B$ で0.15程度）される。このため、上部構造の力学的な構造性能がより正確に把握される必要がある。上部構造の耐震設計は、一般には建物全体を対象とする非線形漸増載荷解析の結果に対して、設定した目標性能の確認でおこなわれている。

筆者らが実施してきた上部構造の非線形漸増載荷解析、およびその結果に対する目標性能を、実施例を基に、以下に報告する。

非線形漸増載荷解析の条件は；

- 1) 建物の解析モデルは剛床仮定が成立するものとして基礎固定の平面フレームモデルとする。
- 2) 部材の解析モデルはトリリニア型の材端剛塑性曲げばねモデルとする。
- 3) 設計用せん断力およびその分布は地震動レベルをレベル2とする標準3波（EL CENTRO NS、TAFT EW、および HACHINOHE EW）およびレベル2相当の建設地を代表する地震波或いは作成された数波の告示波（模擬地震波）の応答を上回るよう設定する。
- 4) 常時荷重による各力は、架構の目標変形時における有効力を漸増荷重を載荷する前に架構の各部材端に載荷する。
- 5) 架構全体の崩壊型は、概ね梁降伏先行型とする。等である。また、振動モデルを作成するための解析では免震装置の鉛直剛性を軸ばねに置換して行うことも多い。

表2.2.1に、実施されたPCaPC免震架構を参考にして、非線形漸増載荷解析の結果に設定された目標性能を示す。

表2.2.1 PCaPC上部構造の目標性能

| 設計用せん断力<br>( $C_B$ *) | 最大層間変形角<br>(Radian) | 各梁の性能<br>(塑性率) | 柱脚の性能<br>(塑性率) | P C 架構の層耐力に対する性能 |
|-----------------------|---------------------|----------------|----------------|------------------|
| 1.0 $C_B$             | 1/200以下             | ——             | ——             | ——               |
| 1.2 $C_B$             | ——                  | 1.0以下          | 1.0未満          | 弾性限耐力以内          |
| 1.5 $C_B$             | 1/100以下             | 2.0以下          | 1.0以下          | 降伏耐力以内           |

＊、 $C_B$ は設計用せん断力を表す。

### 2.2.3. 地震応答解析

免震建物の地震応答解析は、建物を各方向毎に等価な振動モデルに置換した解析モデルを対象に実施される。建物の対地震安全性は、一般に地震応答解析の結果を基に考察・判断されて建物の対地震動に関する安全性が確認される。

以下、建物の解析モデル、使用地震記録と地震動レベル、および履歴特性モデル、等について、実施例を参考に記述する。

## 1) 免震建物の解析モデル

免震建物の解析モデルは、一般に免震層をスエイロッキングばね或いはスエイばねモデルに置換し、上部構造を質点系の等価せん断ばね或いは曲げせん断ばねモデルに置換される。

上部構造は、非線形漸増載荷解析の結果による層せん断力一層間変形関係からトリリニア型の等価せん断ばね或いは曲げせん断ばねに置換され、単軸の各階1等価せん断ばねと各層1質点による簡単な振動モデルに置換される。

免震層のモデル化は、全体の免震装置を全てのダンパの降伏点荷重を折れ点とするバイリニア或いはトリリニアモデルに置換するケースと各免震装置の特性を考慮して種類毎にまとめてバイリニアモデルとして並列配置するケースに分かれる。前者は、主に積層ゴムとダンパを個別に配置するケースで、後者は鉛プラグ入り積層ゴムなどを使用する場合に行われている。

また、免震層については、積層ゴムおよびダンパの特性変化（製品誤差、経年変化および環境温度の変化）を考慮した解析モデルも作られる。その他、上下動を対象とする単軸の多質点柱モデル或いはスラブを考慮した立体フレームモデル等にも置換される。免震建物における簡単な振動モデルを、図2.2.1に示す。

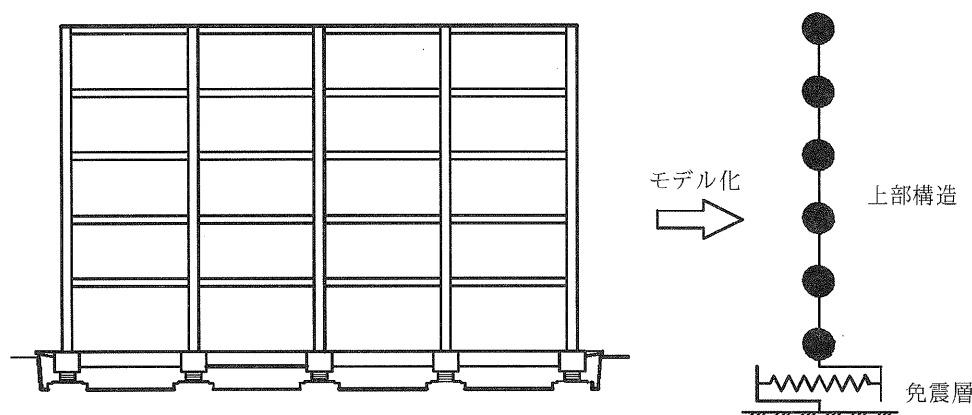


図2.2.1 免震建物の振動モデル

## 2) 設計検討用地震動

2000年6月1日の改定令に伴う建告2009（免震建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的規準を定める等の件）の内容は、上部構造、免震層、下部構造および地震動に対する各技術的基準が定められている。建告1461で定められた使用地震動に対する記述を行うことにする。

地震動レベルは、1) 稀に発生する地震動、および 2) 極めて稀に発生する地震動、の2種類で、それぞれ建物の損傷限界、および安全限界を確かめるよう定められている。地震動は、何れも工学的基盤（解放工学的基盤を指し、せん断波速度で400m/sec以上の基盤）における加速度応答スペクトル（減衰定数  $h = 5\%$ ）で定められている。このため、建物の基礎より加速度波を入力する場合、表層地盤の影響による増幅を適切に考慮する必要がある。また、地震動の継続時間は60秒以上で必要な地震動数を用意することと規定されている（3波以上を用意する）。

一方、建物の建設敷地周辺における断層、震源からの距離、その他、地震動に対する影響及び建築物への効果を適切に考慮して定める場合は、応答スペクトルに従った告示波を使用する必要はない。

これら設計検討用地震動に対する規定は、新たに令81条2（超高層建築物造物）で定められた超高層建築物に対する技術的基準を定めた建告1461で示される地震動で、さらに令81条第二号（限界耐力計算）で規定される応答地震力（地震動による工学的基盤における加速度応答）についても、全く同等である。従って、限界耐力計算による免震建物の加速度応答および応答変位は、同建物を建告1461で規定される地震動による時刻歴応答解析の結果と比較すれば、上部構造の高次モードにおける僅かな応答を除き、概ね一致することを意味する。このことが、地震応答解析を伴わないで免震建物を計画できる所以である。表2.2.2に、建告1461で規定される地震動の加速度応答スペクトルを示し、規定される加速度応答スペクトルに概ね一致する代表的な地震記録（New-RC 3 波）の加速度応答スペクトル（ $h = 5\%$ ）を図2.2.2に示す。

表2.2.2 加速度応答スペクトル（建告1416）

| 周期(sec)              | 加速度応答スペクトル(m/sec <sup>2</sup> ) |                |
|----------------------|---------------------------------|----------------|
|                      | 稀に発生する地震動                       | 極めて稀に発生する地震動   |
| $T < 0.16$           | $(0.64 + 6T)Z$                  | $(3.2 + 30T)Z$ |
| $0.16 \leq T < 0.64$ | $1.6Z$                          | $8.0Z$         |
| $0.64 \leq T$        | $(1.024/T)Z$                    | $(5.12/T)Z$    |

極めて稀に発生する地震動に対する加速度応答は、稀に発生する地震動に対する加速度応答の5倍と定められている。Tは、建物の1次周期を表す。Zは、令88条第1項に規定する地域係数。

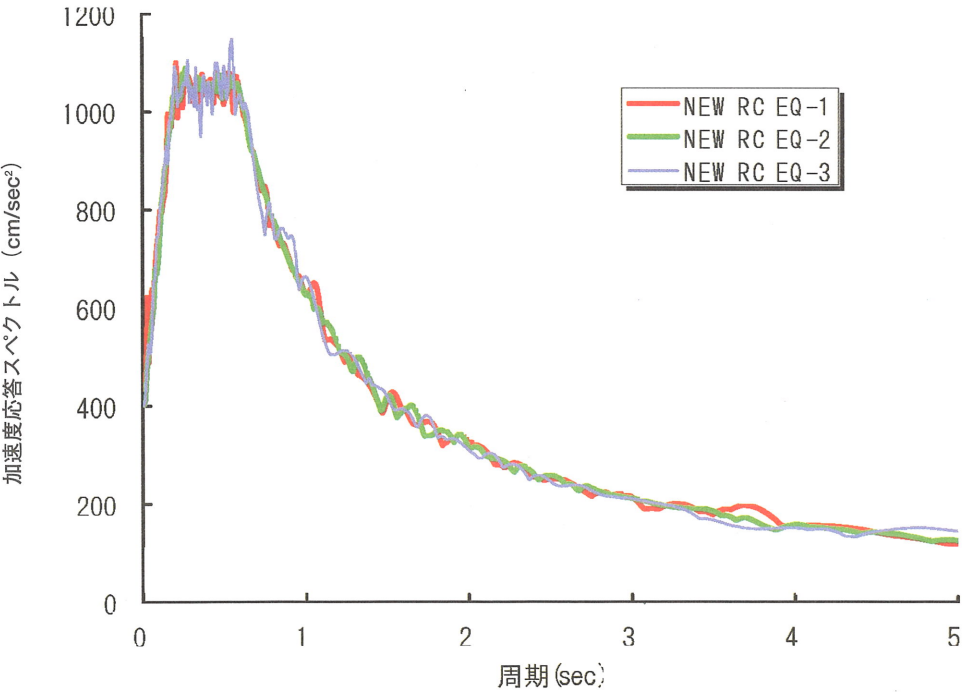


図2.2.2 加速度応答スペクトル

### 3) 使用履歴特性

非線形の地震応答解析に使用する履歴特性モデルは、PC上部構造については、一般に履歴エネルギーの消費が少ない（層降伏までの等価減衰定数は約2～3%程度）挙動を考慮して、非線形弾性モデルが使用されることが多い。また、免震層履歴特性は、ダンパの構成によってバイリニア（含む修正バイリニア）或いはトリリニアモデルが用いられている。

図2.2.3に、一般に使用される各履歴特性モデルを示す。

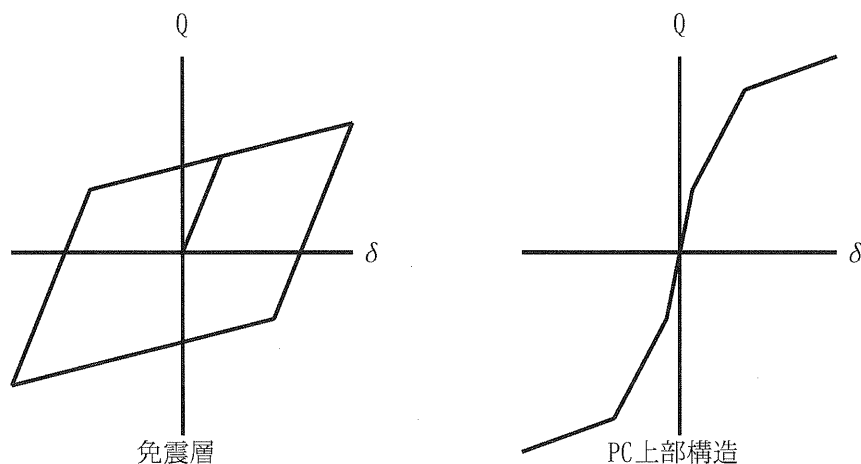


図2.2.3 使用履歴特性モデル

### 4) 地震応答計算

地震応答計算における数値解析は、一般にNewmarkの $\beta$ 法（ $\beta=0.25$ ：平均加速度法）による。解析における上部構造の内部粘性減衰については、一般に瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対して3%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定される。免震層については、内部粘性減衰を考慮せず履歴エネルギーの消費による減衰のみが考慮される。また、上部構造の内部粘性減衰については、初期剛性比例型の減衰を考慮する解析も行われている。これは、上部構造の地震応答が架構のひび割れ前の弾性挙動を示している場合は、減衰マトリクスによる差はないが、架構のひび割れ後も弾性剛性に比例して減衰させることは、ひび割れ後における架構の内部粘性減衰を大きく見積もる可能性があるため上部構造の履歴特性モデルを履歴エネルギーの消費が無い非線形弾性を用いるか或いはエネルギー消費の極めて小さい履歴特性モデルと併用する等、工夫を要する。

表2.2.3に、実施したPC免震架構の応答結果に適用された目標性能を示す。図2.2.4および2.2.5に、実施されたPC免震建物の軸組を示す。

表2.2.3 応答結果に対するクライテリア

| 地震動  | 層間変形角    | 応答層せん断力        | 免震装置(免震層) | 基礎構造    |
|------|----------|----------------|-----------|---------|
| レベル1 | 1/400 以下 | 層のひび割れ耐力以内     | 安定変形以内    | 許容応力度以内 |
| レベル2 | 1/200 以下 | 層の降伏耐力の1/1.5以内 | 安定変形以内    | 許容応力度以内 |
| 余裕度  | 1/100 以下 | 層の弾性限耐力以内      | 性能保証変形以内  | 弾性限耐力以内 |

但し、レベル1および2は、稀に発生する地震動および極めて稀に発生する地震動を含む。



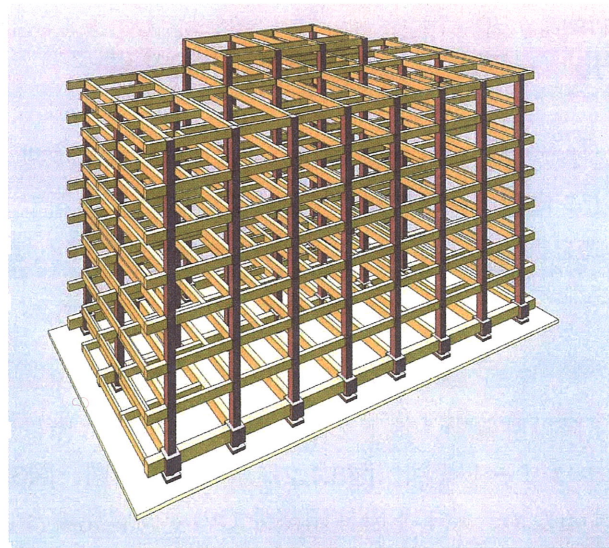


図2.2.4 システムプラザ磯子2号館

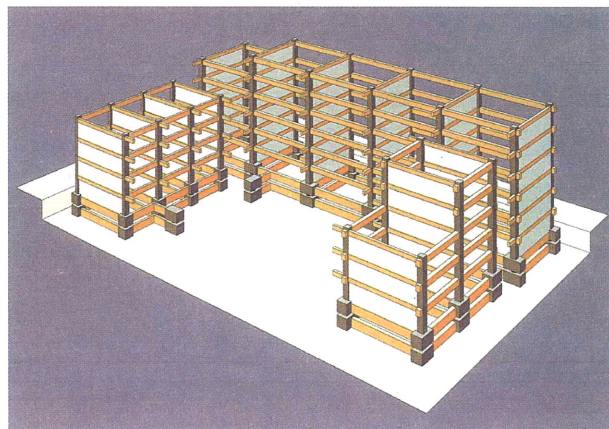


図2.2.5 都市公団元住吉職員宿舎

## 参考文献

- 1) S.Okamoto, M.Ozaki, M.Hayashi, T.Yasiro, K.Nakamura, M.Matsuie, Y.Tanaka, and J.Gu, "EARTHQUAKE SAFETY ASSESMENT OF PROPOSED OPEN HOUSING SYSTEMS WITH TARGET SERVICE LIFE OF 200 YEARS", RILEM/CIB/ISO International Symposium, Integrated Life-Cycle Design of Materials and Structures, 2000, Helsinki.
- 2) 浜田他, "PCaPC免震建物の地震挙動" (その1 検討方針), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23467, 2000年9月, 東北.
- 3) 市澤他, "PCaPC免震建物の地震挙動" (その2 上部構造の静的解析検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23468, 2000年9月, 東北.
- 4) 傳他, "PCaPC免震建物の地震挙動" (その3 地震応答解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.23469, 2000年9月, 東北.



### 3. 実施例

#### 3.1 5階建て事務所ビル ―現場打ち在来工法、PCⅡ種―

##### 3.1.1 はじめに

本建物は東京都に計画された事務所ビルである。当敷地は近隣に空港があり軒高を18m以下に抑えられている中で、地上5階建て14mのロングスパンの確保が命題であり、プレストレストコンクリート梁を用いて梁成を抑えることとした。また地震時における建物機能の保全を考慮し、免震構造が施主より要求された。

##### 3.1.2 建物概要

地上階は事務室、地下1階は駐輪場、地下2階は事務室、地下3階は駐車場の計画である。図3.1.1にプレストレストコンクリート梁図、図3.1.2に基準階平面図、図3.1.3に断面図を示す。地下の掘削深さを極力浅くするため、地下1階柱頭部分での中間層免震とした。

階数：地上5階、地下3階 延床面積：約5900m<sup>2</sup> 軒 高：17.22m

基準階高：3.30m 基礎構造：直接基礎

建物構造：RC、一部プレストレストコンクリート梁

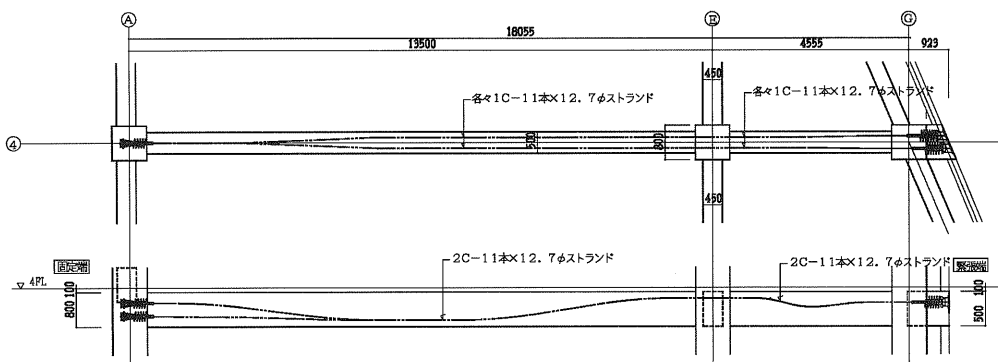


図3.1.1 プレストレストコンクリート梁図

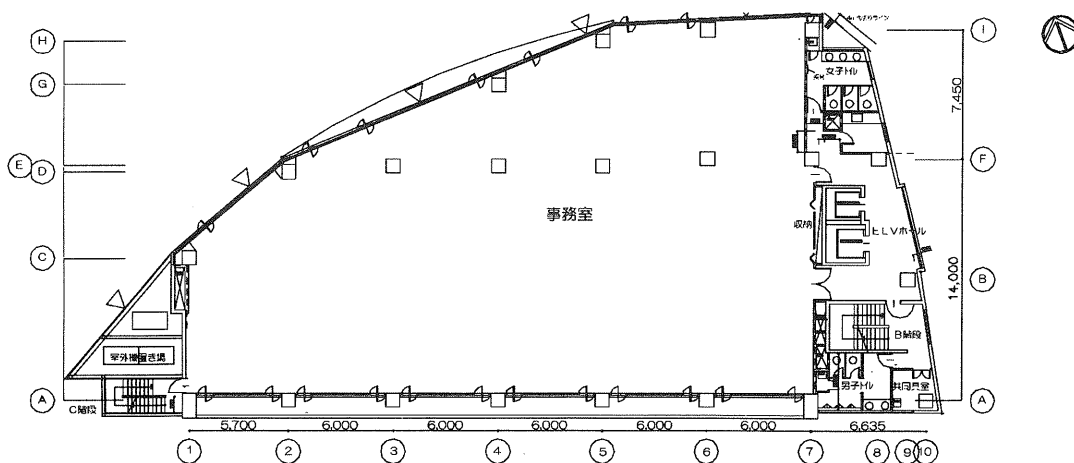


図3.1.2 基準階平面図

### 3.1.3 構造計画

表3.1.1に目標耐震性能を示す。上部構造は鉄筋コンクリート造の純ラーメン架構で、ロングスパン方向の約14mスパン梁にパースシャルプレストレストコンクリート梁を用いている。地下構造は鉄筋コンクリート造の耐震壁付ラーメン構造、基礎はGL-12m付近のシルト質細砂層を支持層とする直接基礎としている。

### 3.1.4 免震層の設計

天然ゴム系積層ゴム支承と弾性すべり支承を組合わせた複合免震構造としている(図3.1.4・5参照)。弾性すべり支承はダンパー機能を合わせもつ支承であるため、鋼棒ダンパー等のダンパーが不要であり、地上柱の直下に支承があるだけの、デッドスペースの少ない免震層としている。

### 3.1.5 振動解析

入力地震動は位相特性の異なる告示波3波と標準3波(50kine、25kine)としている。告示波は工学的基盤から表層までの地盤を質点系にモデル化し、時刻歴応答解析によって得られた基礎底位置での応答加速度時刻歴を用いている。

解析モデルは地上5層に免震層および地下2層を加えた8質点モデルとしている。各階のばねは増分解析結果に基づいたトリニア型に置換し、復元力特性は武田モデルとしている。プレストレストコンクリート梁においては、増分解析時においてプレストレス力による梁内の軸力を考慮した曲げ-変形角関係とした。

上部構造の1次固有周期は桁行方向で0.51秒、ロングスパン方向で0.59秒である。免震層の固有周期は初期剛性で1.56秒、レベル2最大応答変形時(405mm)の等価剛性で3.50秒である。

レベル2時の応答結果を図3.1.6に示す。最大応答層せん断力は全階にわたり弾性耐力以下である。1階の最大応答せん断力係数は0.131であり、設計層せん断力係数は1階で0.135としている。免震層の最大応答変位は405mm(積層ゴムにおいて294%のせん断ひずみ)であり、目標耐震性能である300%を下回っている。

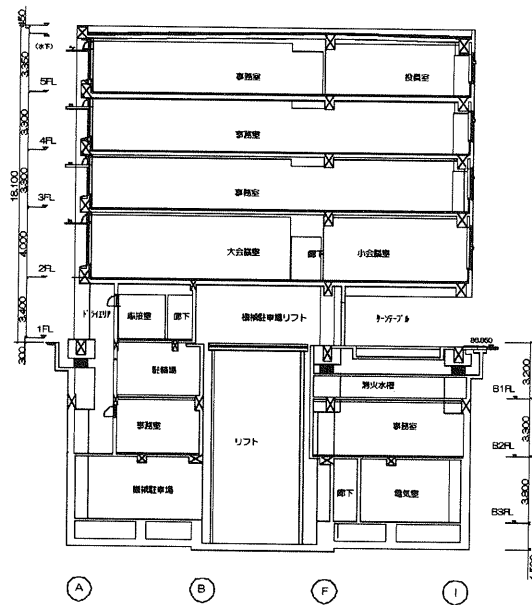


図3.1.3 断面図

表3.1.1 目標耐震性能

| 地震動のレベル    | レベル1地震動                                                                                  | レベル2地震動                                                                                                                                          |
|------------|------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 告示での呼称     | 稀に発生する地震動                                                                                | 極めて稀に発生する地震動                                                                                                                                     |
| 告示でのクライテリア | 建築物の構造耐力上主要な部分に損傷が生じないことを確認する                                                            | 建築物が崩壊・倒壊しないことを確認する                                                                                                                              |
| 上部構造       | 部材応力が許容応力度以内<br>層間変形角が1/200以内                                                            | 弾性耐力以内 <sup>1)</sup><br>層間変形角が1/100以内                                                                                                            |
| 免震層        | 積層ゴム支承<br>・せん断歪250%以内<br>・支承に引抜き力が発生しない<br><br>弾性すべり支承<br>・すべり変位50cm以内<br>・支承に引抜き力が発生しない | 積層ゴム支承<br>・せん断歪300%以内<br>・支承の引抜き力は引張耐力以下<br>( $-1.0\text{N/mm}^2$ )<br><br>弾性すべり支承<br>・すべり変位50cm以内<br>・支承に引抜き力が発生しない<br>(引張耐力 $0\text{N/mm}^2$ ) |
| 地下構造・基礎    | 部材応力が許容応力度以内                                                                             | 部材応力が許容応力度以内                                                                                                                                     |

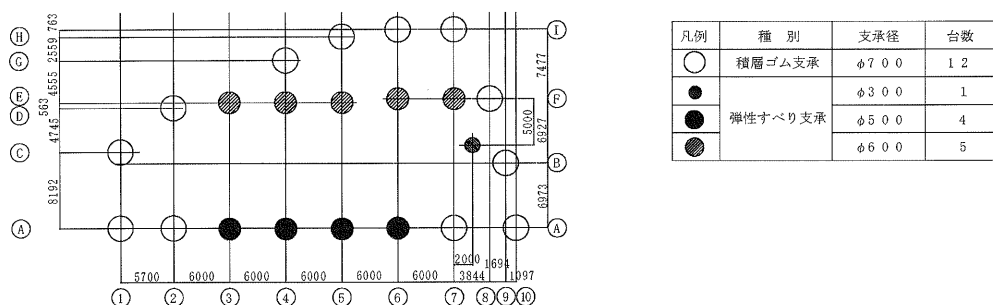


図3.1.4 免震支承配置図

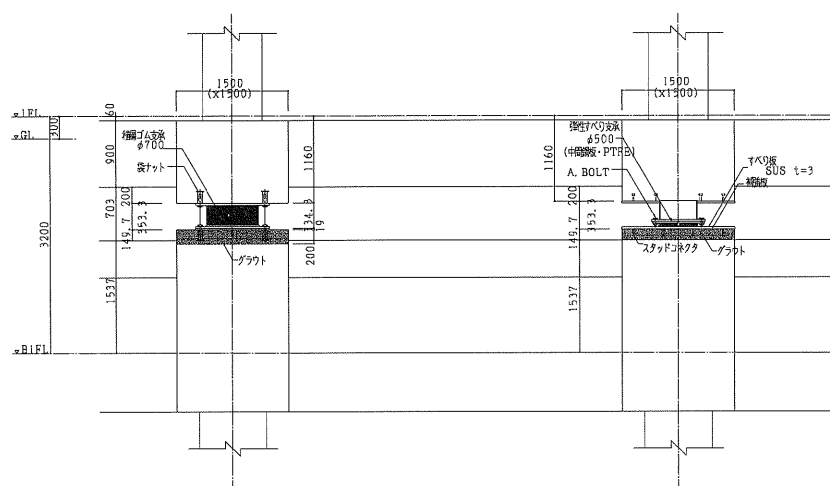


図3.1.5 地下1階柱頭免震詳細図

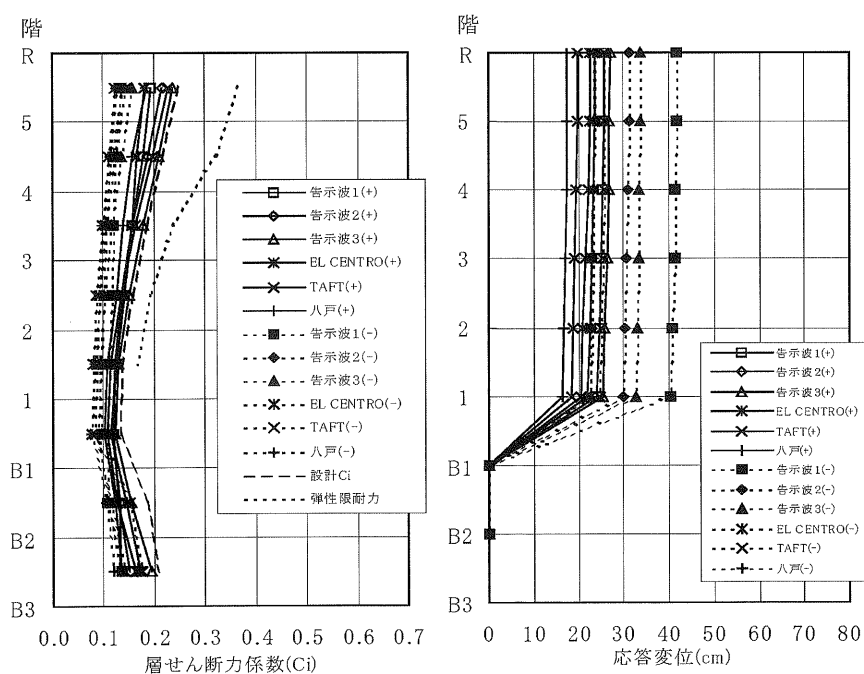


図3.1.6 地震応答解析結果

### 3.1.6 立体フレーム振動解析

水平動および上下動を同時に考慮した、ねじれおよび免震支承の浮き上がりに対する検討を行うため、上部構造および下部構造を図3.1.7に示す3次元フレームによるモデル化を行い、上下動と水平動の同時入力による地震応答解析を行った。

弾性すべり支承は軸力変動および摩擦係数の面圧依存性を考慮し水平任意方向に対してすべり発生せん断力が変動するモデル、積層ゴム支承は上下方向の圧縮および引張特性を考慮した非線形弾性ばねとしている。

解析結果は最大応答せん断力、最大応答変位とも質点モデルと比較してやや大きくなっているが、目標耐震性能を満足している。入力動と直交方向の応答は小さく、ねじれ振動の影響は小さい。45度方向+上下動による弾性すべり支承の時刻歴面圧を図3.1.8に示す。最小面圧は5N/mm<sup>2</sup>であり引拔は生じない。

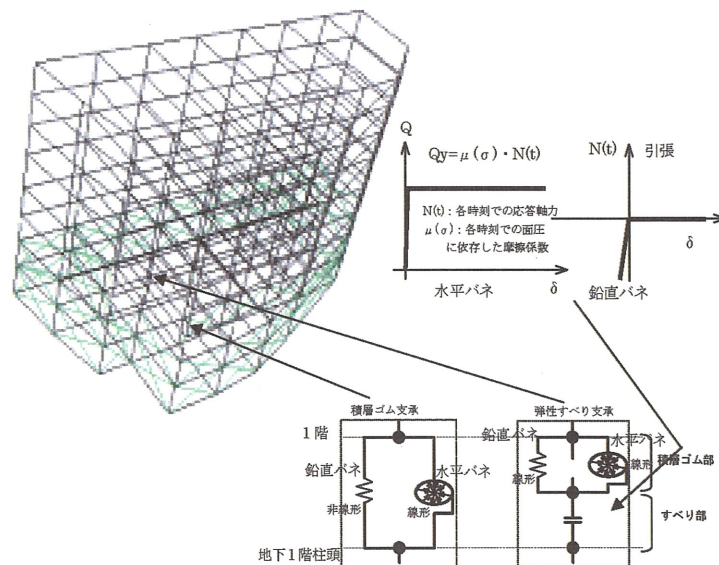


図3.1.7 立体フレームモデル

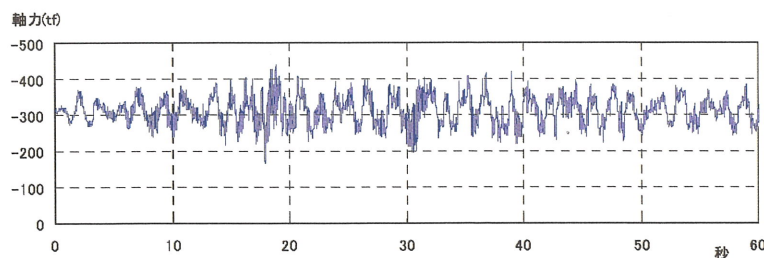


図3.1.8 すべり支承の軸力変動(45°方向加力+上下動)

3.1.7 耐火性能検証

本建物は中間層に免震支承があり、ルートCによる建物の全部材について耐火性能検証を行い、火災時の安全性を検討している。表3.1.2に代表的な室の屋内火災継続時間と火災温度上昇係数を告示第1433号の手法に基づいて算定した値を示す。

本建物で使用している積層ゴム支承と弾性すべり支承には図3.1.9に示すような免震挙動に追従する耐火被覆（エーアンドエーマテリアル社製）を計画した。加熱試験により180分の標準加熱後でも免震支承の性能に変化がないことを確認している。

表3.1.3に鉄筋コンクリート部分の保有耐火時間を示す。各部材の保有耐火時間（火災温度上昇係数 $\alpha$ を460とした場合の換算値）は室の等価火災時間を上回っており、部材の耐火性能を確認している。長期応力のみで設計する床スラブや小梁は保有耐火時間が柱や大梁と比較して短く計算されるので、長期荷重から決まる鉄筋を増やし、かぶり厚も大きくしている。

プレストレストコンクリート梁については保有耐火時間を算定する告示式がないため、部材断面内の各位置最高温度での耐力低下を考慮した部材耐力を算定し、火災発生から火災が自然消火するまでの長期荷重支持能力の確認を行った。火災条件は他の部材と同様に告示式より算定し、部材内の熱伝導解析はコンクリートの熱伝導率と比較熱の温度依存性を考慮した非定常の2次元差分法を行っている。熱伝導解析による部材断面内での最高温度一覧を図3.1.10に示す。温度上昇に伴う耐力低下を考慮した曲げ耐力とせん断耐力に対する長期荷重の検定値を表3.1.4に示す。曲げ耐力、せん断耐力とも長期荷重を上回っていることを確認している。

表3.1.2 屋内火災継続時間

| 室名         | 火災継続時間<br>$t_f$ (分) | 火災温度上昇係数<br>$\alpha$ ( $^{\circ}\text{C}/\text{分}$ ) | 等価火災時間<br>$t_{eq}$ (分) |
|------------|---------------------|------------------------------------------------------|------------------------|
| 5階事務室他     | 26.1                | 670                                                  | 45.9                   |
| 3階事務室他     | 26.9                | 649                                                  | 45.1                   |
| 2階会議室他     | 16.5                | 477                                                  | 17.4                   |
| 1階事務室他     | 17.2                | 591                                                  | 25.0                   |
| 地下1階駐輪場    | 97.8                | 298                                                  | 51.0                   |
| 地下2階事務室    | 258.2               | 306                                                  | 139.9                  |
| 地下3階機械式駐車場 | 85.4                | 302                                                  | 45.5                   |

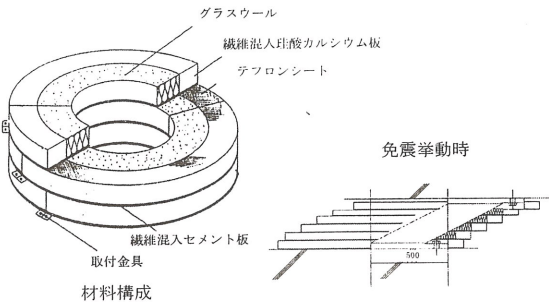


図3.1.9 免震支承の耐火被覆

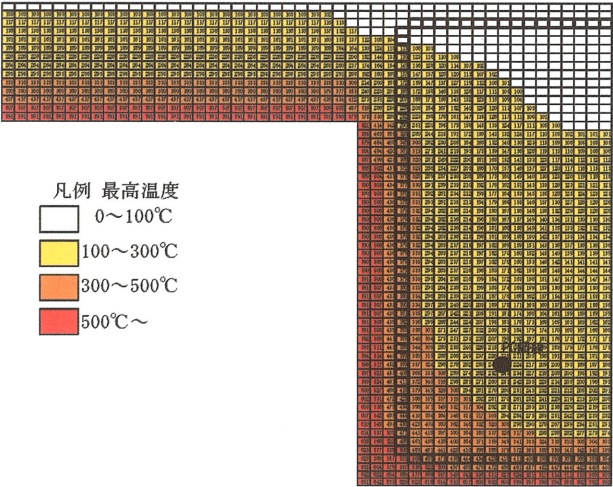


図3.1.10 梁断面内の最高温度分布

表3.1.3 各部材の屋内火災保有耐火時間

| 室名     | 等価火災時間<br>$t_{eq}$ (分) | 屋内火災保有耐火時間 $t_p$ ( $\alpha=460$ 換算) (分) |       |     |      |     |       |      |       |
|--------|------------------------|-----------------------------------------|-------|-----|------|-----|-------|------|-------|
|        |                        | 柱                                       |       | 床   |      | 大梁  |       | 小梁   |       |
| 5階事務室他 | 45.9                   | C1                                      | 175.4 | S2  | 98.2 | G1  | 175.4 | B8   | 165.4 |
|        |                        | C2                                      | 175.4 | S3  | 98.2 | G12 | 175.4 | B9   | 175.4 |
|        |                        | C3                                      | 175.4 | CS2 | 98.2 | G13 | 169.4 | B10  | 175.4 |
|        |                        | C4                                      | 175.4 |     |      | G14 | 175.4 | CB10 | 175.4 |
|        |                        |                                         |       |     |      | G15 | 175.4 |      |       |

表3.1.4 プレストレストコンクリート梁の検定値

|        | A端   | 中央   | F端   | 最高温度時<br>保有曲げ耐力<br>Mp1+Mp2+2Mp3<br>kNm | 長期荷重<br>$w_{l^2}$<br>kNm | 曲げ<br>検定値 | せん断<br>耐力<br>Qu<br>kN | 長期<br>せん断力<br>Ql<br>kN | せん断<br>検定値 |
|--------|------|------|------|----------------------------------------|--------------------------|-----------|-----------------------|------------------------|------------|
| R階G23A | 1419 | 1841 | 1730 | 7256                                   | 2602                     | 0.36      | 425                   | 385                    | 0.91       |
| 1階G23A | 1756 | 2409 | 2432 | 9006                                   | 2055                     | 0.23      | 423                   | 304                    | 0.72       |

### 3.1.8 おわりに

免震構造を採用することによる地震力低減やプレストレストコンクリート梁により梁成を抑えたロングスパンが可能となり、快適な事務所空間が実現した。

免震層の設計においても地上階をロングスパンとし柱台数を少なくすることは、より大口径な積層ゴム支承を用いることができ、そのことが免震層での許容水平変形を大きくし設計地震力の低減に繋がる。加えて鉄筋コンクリート構造は剛性が高いため免震層より上の階では水平応答加速度的増加が少なく、地震時における機器の転倒に対して有利である。

プレストレストコンクリート梁と免震構造を組合わせた構造は施主からも大変喜ばれており、2004年3月の竣工に向けて現在施工中である。



## 3.2 3階建て事務所ビル(シマノ本社ビルウエストウイング、鈴鹿警察署庁舎)ー低層PCaPC免震建築ー

### 3.2.1 はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)工法とは、一般的に50N/mm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを使用し工場で柱・梁・床部材等を製作し、現場で柱・梁部材をPC鋼材の緊張力を利用して組立てる工法である。この工法と免震構造の組合せにより下記の利点が考えられる。部材は品質管理された工場で水セメント比の小さい(40%以下)高強度コンクリートを使用し製作されており品質・耐久性の向上が図れる。免震構造は免震装置により上部構造に作用する地震力を低減し損傷を抑え、一方PCaPC工法は部材にプレストレスを与えることによりひび割れを制御し、地震時に一時的に生じたひび割れも閉じ復元性があるのでさらなる資産価値の向上が図れる。コンクリート系部材はひび割れが生じる時期が早い、プレストレスによりその時期を遅くでき弾性範囲が大きくなり免震効果をより活かせる。また、プレストレスの利用により大スパンの無柱空間を可能とし平面計画の自由度も高められ、将来のリニューアルにもフレキシブルに対応でき、かつ低層建物においても軸力を免震装置に集約できその効果をより活かせる数も低減でき経済化が図れる。同形状の部材の採用により生産性を高めることができ、部材を工場生産することにより現場での工期短縮も図れる。さらに、鋼製型枠の利用による南洋材の使用の削減、仮設材・廃材の低減、工事用車両数の抑制といった環境への配慮も図れる。このような利点等から実施採用された下記2物件について紹介する。

### 3.2.2 シマノ本社ビルウエストウイング

#### 1) 採用理由

PCaPC構造+免震構造の採用により柱が少ない大空間の実現とワークスペースとしてのフレキシビリティの確保、外壁のサッシュレスガラススクリーンの実現、工期短縮、高品質等の理由から採用に至っている。

#### 2) 建物概要

建設地：大阪府堺市石津北町12-1

建築主：(株)シマノ

設計監理：建築・監理 芦原太郎建築事務所、構造 (株)構造計画プラス・ワン

施工：竹中工務店・コーナン建設 共同企業体

PC工事：フドウ建研(株)

規模：敷地面積 18,982.60m<sup>2</sup>、建築面積 1,487.13m<sup>2</sup>、延床面積 5,086.91m<sup>2</sup>

階数 地下1階 地上3階、軒高 13.800m、最高部 14.940m

構造：プレキャストプレストレストコンクリート造 杭・基礎：直接基礎

#### 3) 構造概要

架構形式は純ラーメン構造であり、1階伏図と免震装置配置を図3.2.1に、張間方向の配線架構図を図3.2.2に示す。平面形状は、張間方向が19.15mの大スパンの両側に5.10mの跳ね出し部があり29.35m、桁行方向は5.50m×8スパンで44.00mである。階高は1～3階とも4.50mである。免震装置は天然ゴム系積層ゴム18基(径800φ)・鋼棒ダンパー10基・鉛ダンパー8基が配置されている。設計用せん断力係数と標準的な地震動3波のレベル2(50cm/s)および建設敷地に影響を与えると考えられる地震震源(上町北部断層)を想定した模擬地震動(UEMACHI SAKAI)による地震応答解析結果の最大応答せん断力係数を図3.2.3に示す。



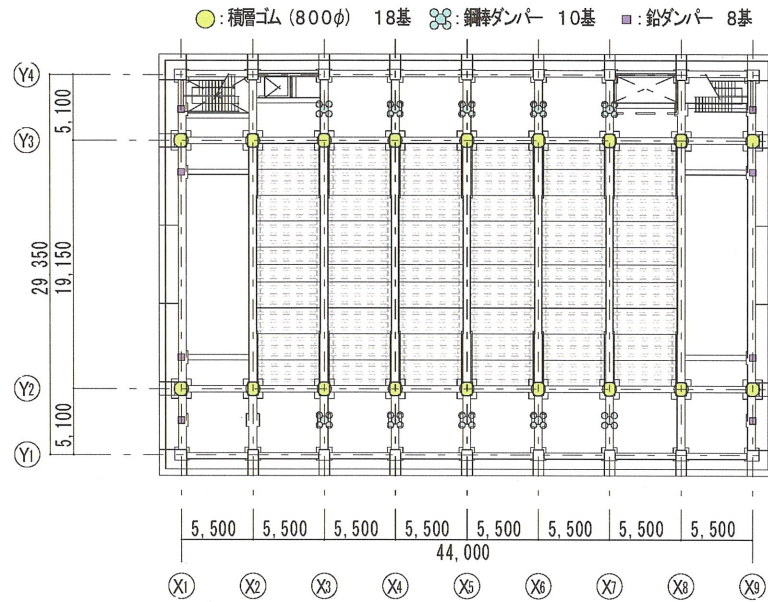


図3.2.1 1階伏図・免震装置配置

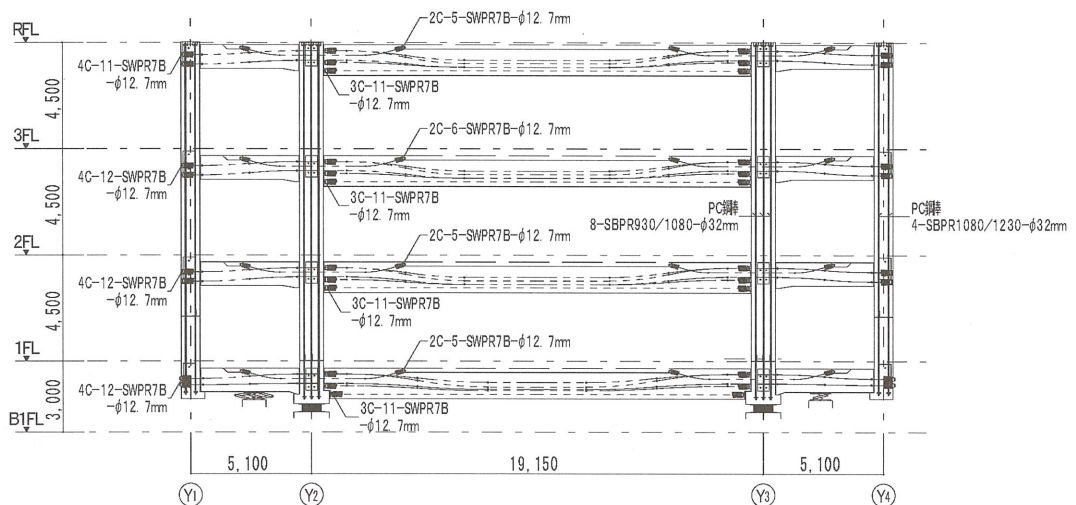


図3.2.2 配線架構図

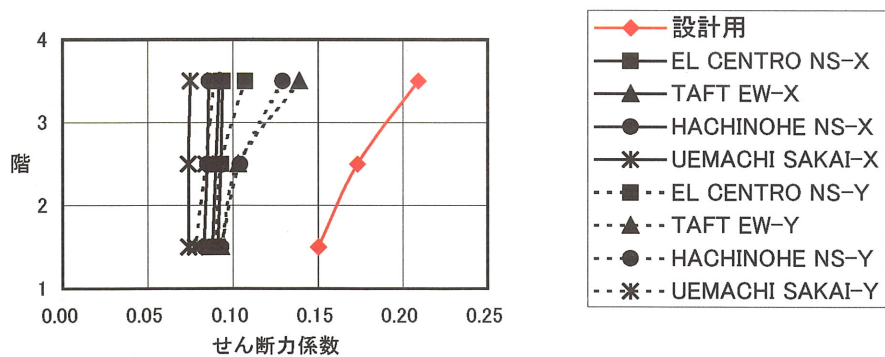
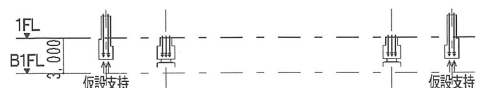


図3.2.3 最大応答せん断力係数

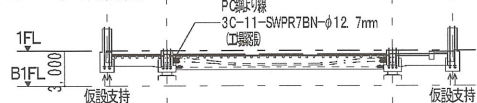
## 4) PC工事概要

建方手順を図3.2.4に示す。敷地が狭いためにX1通り側から写真3.2.1に示すように建逃げで建方を行っている。施工状況を写真3.2.2～写真3.2.3に示す。また、外壁のサッシュレスガラススクリーンおよび大空間が、竣工後の写真3.2.4～写真3.2.5に示すように実現されている。

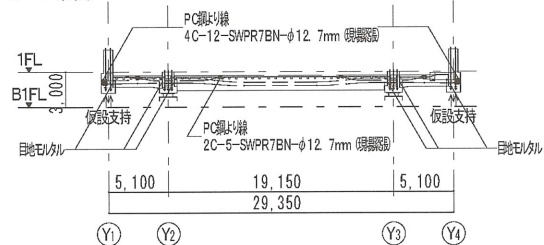
1) 1F柱脚部材建方



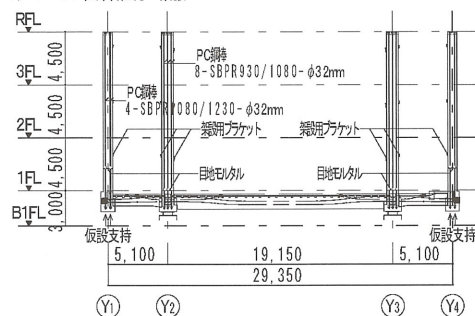
2) 1F梁・床部材建方



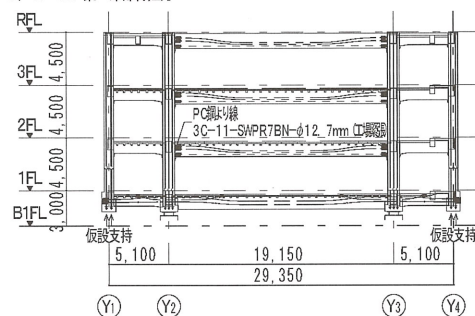
3) 1F梁緊張



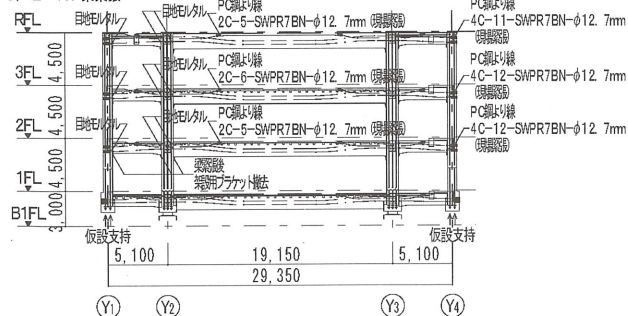
4) 1～3F柱部材建方・緊張



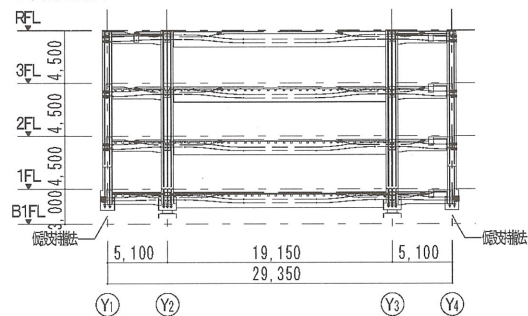
5) 2～RF梁・床部材建方



6) 2～RF梁緊張



8) 仮設支持撤去



7) トップコンクリート打設

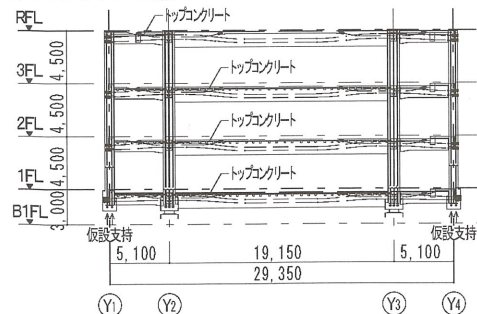


図3.2.4 建方手順

写真3.2.1 建方状況



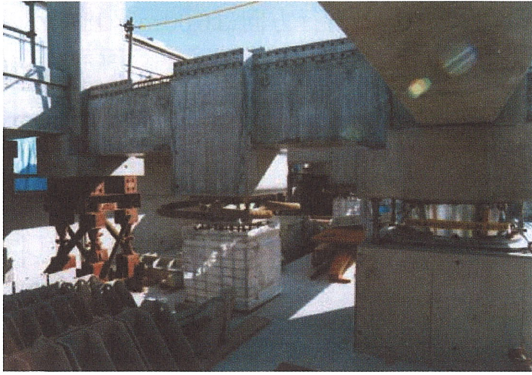


写真3.2.2 免震装置部

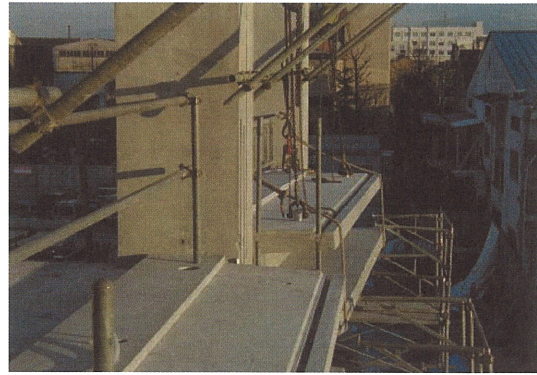


写真3.2.3 ガラススクリーン受け付き梁



写真3.2.4 外観



写真3.2.5 内観

### 3.2.3 鈴鹿警察署庁舎

#### 1) 採用理由

「21世紀に向けた警察署のあり方」(三重県警察本部)で求められている災害拠点としての耐震安全性確保のため免震構造が採用され、高耐久性建物の実現、将来のリニューアルに対するフレキシブル性の確保、工期短縮等の理由からPCaPC構造の採用に至っている。

#### 2) 建物概要

建設地：三重県鈴鹿市江島町字花野3447-1 他

建築主：三重県警察本部

監理：三重県総務局営繕チーム一般建築グループ

設計監理：NTTファシリティーズ・創和建築設計

特定建築設計共同企業体

施工：清水・浜口・白木 特定建設工事共同企業体

PC工事：フドウ建研㈱

規模：敷地面積 12,798.82m<sup>2</sup>、建築面積

1,728.95m<sup>2</sup>、延床面積 3,771.18m<sup>2</sup>

階数 地上3階 塔屋1階、軒高 13.200m、最高部 18.945m

構造：プレキャストプレストレストコンクリート造

杭・基礎：杭基礎

#### 3) 構造概要

架構形式は純ラーメン構造であり、1階伏図と免震装置配置を図3.2.6に、張間方向の配線架構



図3.2.5 外観パース

図を図3.2.7に示す。平面形状は、張間方向が18.40mの1スパン、桁行方向は6.00m×11スパンで66.00mで階高は1階が4.50m、2・3階が4.20mである。免震装置は鉛プラグ入り積層ゴム16基(径750φ 2基・径800φ 9基・径850φ 5基)が配置されている。可能な限り柱軸力を集約し、より大口径の免震装置を採用することで経済化と免震効果の向上を図っており、X2・X5・X8・X11通りには配置されていない。構造計算は国土交通省告示第2009号により行い、その設計用せん断力係数と国土交通省告示第1461号に示されている極めて稀に発生する地震動に対して作成した任意の3波による地震応答解析結果の最大応答せん断力係数を図3.2.8に示す。

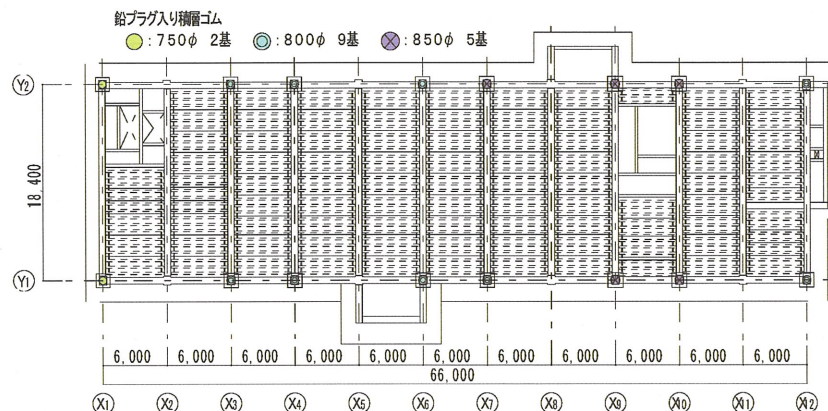


図3.2.6 1階伏図・免震装置配置

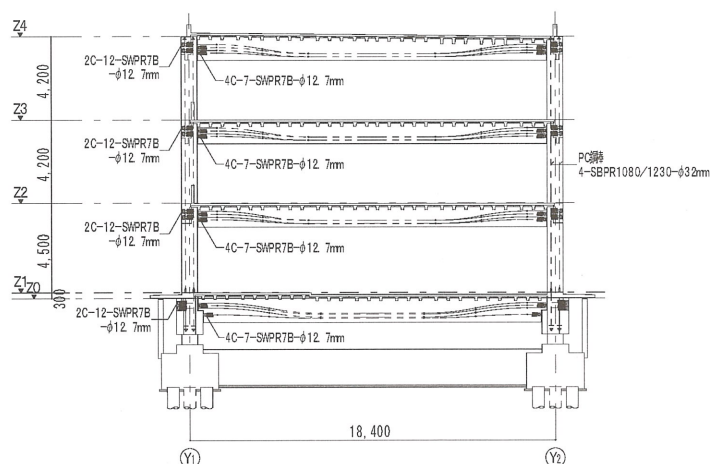


図3.2.7 配線架構図

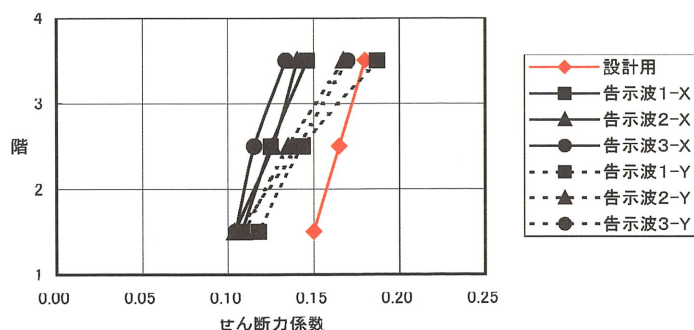


図3.2.8 最大応答せん断力係数

#### 4) PC工事概要



建方手順に沿った施工写真を写真3.2.6～写真3.2.13に示す。

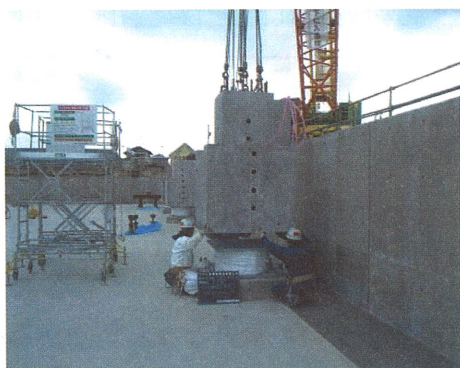


写真3.2.6 柱脚部材 建方状況



写真3.2.7 1階梁部材 建方状況



写真3.2.8 1階床部材 建方状況



写真3.2.9 柱部材 建方状況



写真3.2.10 梁部材(張間方向)建方状況



写真3.2.11 梁部材(桁行方向)建方状況



写真3.2.12 床部材 建方状況



写真3.2.13 建方完了状況



### 3.3 13-ウェルブ六甲道4番街再開発ビル -高層PCaPC免震建築-

#### 3.3.1 はじめに

本プロジェクトは先の阪神淡路大震災で甚大な被害を受けた神戸市灘区における震災復興計画のひとつである。図3.3.1に示した外観パースからもわかるように建物は2棟からなり、地上7階建の区役所棟と12階建の住宅棟が地下部で一体となっている建物である。

区役所棟は再開発事業の中で公共公益施設の整備計画に位置し、災害時には復興拠点としての機能を有するため、極めて高い耐震性能が要求された。そこで、本建物では免震構法を採用すると共に、その免震性能を効果的に発揮するため、上部構造にはPC圧着工法によるプレストレストコンクリート構造（以下PC構造）を採用した。

住宅棟はJR六甲道駅南地区再開発事業における住宅整備事業の最終となる賃貸集合住宅であり、耐久性向上、工期短縮、地球環境への配慮の観点から、積極的にプレキャスト（以下PCa）工法を採用したRC構造の建物である。

以下では、本技術講習会のテーマに沿って、PC圧着工法による免震構法を採用した区役所棟を中心に、構造設計上の考え方などを述べる。



図3.3.1 外観パース

### 3.3.2 建物概要

建物概要を表3.3.1に、建物断面図を図3.3.2に示す。建物用途は地下1階および2階が駐車場、住宅棟の1階から5階は事務所、6階から12階は63戸からなる賃貸住宅である。また、区役所棟は1階の一部に店舗を持つ事務所である。

なお、本プロジェクトは建築主による性能発注競争入札である。

### 3.3.3 構造計画概要

性能発注に際して建築主から示された主な要求性能は以下のとおりである。

- ①区役所棟においては、災害時の復旧拠点として十分に高い耐震安全性を持たせること
- ②区役所棟においては、レイアウト変更に対してフレキシビリティのある空間とすること
- ③区役所棟においては、移動ラック等の局所的に大きな積載荷重に対応できる架構とすること
- ④区役所棟・住宅棟ともに、PCa化を推進して環境に配慮すること
- ⑤短工期を図ること

構造概要図を図3.3.3に示すが、要求性能①～⑤に対して以下に示す構造計画を行った。

要求①に対しては、最も高いレベルで応えることができる免震構法が最適であると考えた。免震層の位置は1階床下・B1階柱頭とし、いわゆる中間階免震とした。地下階直下に免震層を設ける基礎免震も検討したが、免震ピットや高さ10mにも及ぶ擁壁が必要となり、コスト・工期の両面で不利になると判断した。一方、B1階柱頭免震であれば、駐車场上部の空間を免震層として有効利用することができ、免震コストの低減にもつながる。

要求②に対しては、図3.3.3に示した桁行方向12.0mの2スパン、梁間方向6.0mの6スパンの平面計画において、次の相反する2条件を満足させる必要がある。

表3.3.1 建物概要

|       |                                 |
|-------|---------------------------------|
| 建物名称  | 13-ウェルブ六甲道4番街再開発ビル              |
| 建築地   | 神戸市灘区桜口4丁目                      |
| 事業主   | 神戸市                             |
| 建築主   | 都市基盤整備公団                        |
| 設計    | 竹中工務店・藤木・岡JV                    |
| 施工    | 竹中工務店・藤木・岡JV                    |
| 建物用途  | 区役所、賃貸住宅、事務所                    |
| 延床面積  | 21,902 m <sup>2</sup>           |
| 建築面積  | 3,293 m <sup>2</sup>            |
| 建物規模  |                                 |
| ・区役所棟 | 地下2階、地上7階、軒高 30.95m             |
| ・住宅棟  | 地上12階、塔屋1階、軒高 43.20m            |
| 上部構造  |                                 |
| ・区役所棟 | 地下1階柱頭免震構造<br>+PC圧着工法によるラーメン構造  |
| ・住宅棟  | 耐震壁付きRCラーメン構造                   |
| 地下構造  | 耐震壁付きRCラーメン構造                   |
| 免震構造  | 鉛プラグ入り積層ゴム18基<br>+積層ゴム20基       |
| 基礎構造  | 直接基礎(べた基礎)                      |
| 工期    | 着工 : H 14.2.25 、 竣工 : H 16.3.20 |

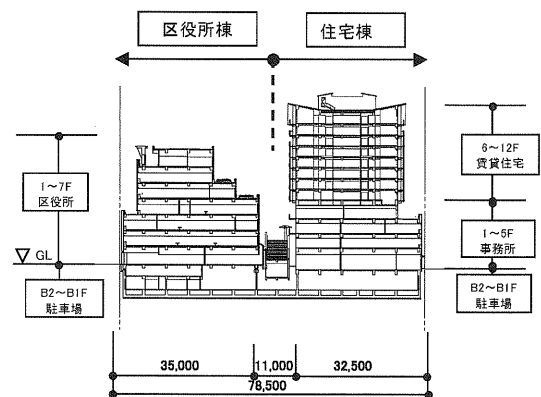


図3.3.2 建物断面図



- i) 事務所空間のフレキシビリティを高める⇒ スパンが大きく耐震壁のない構造計画  
 ii) 免震効果を高め耐震安全性を確保する ⇒ 上部構造の架構剛性を高める構造計画

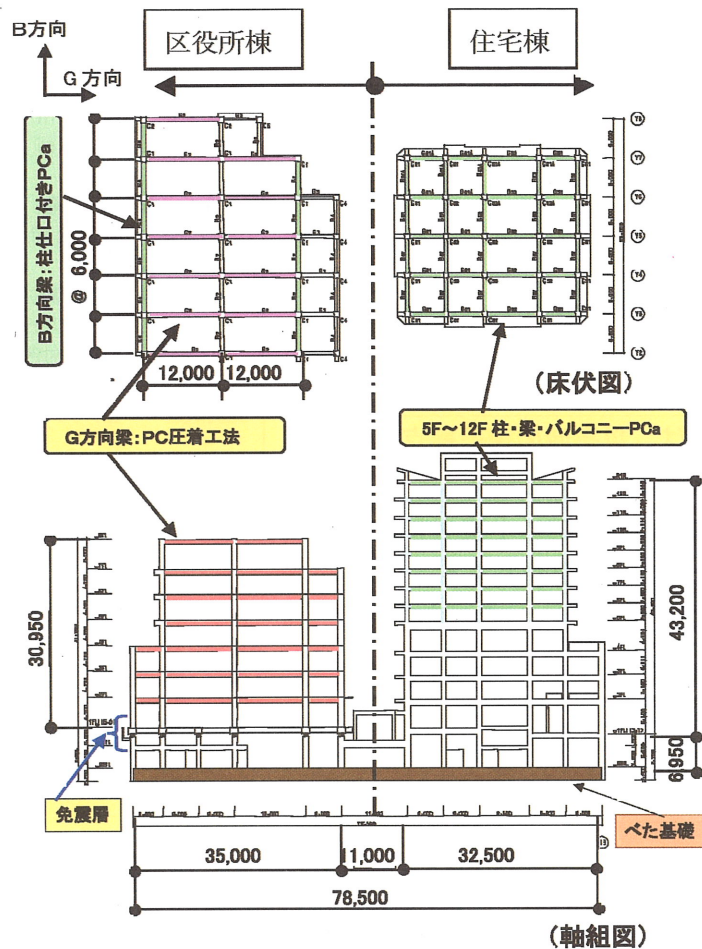


図3.3.3 構造概要図

表3.3.2 区役所棟G方向の構造種別の比較

| 構造種別                               | 現場打ち<br>PC構造 | PC圧着工法による<br>プレキャストPC構造 | SRC構造 | RC構造 |
|------------------------------------|--------------|-------------------------|-------|------|
| 執務室に<br>対する機能性<br>(G方向梁成)          | ◎            | ◎                       | ◎     | △    |
| 免震構造と<br>の適合性<br>[ひび割れによる<br>剛性低下] | ◎            | ◎                       | ○     | ○    |
| 工 期                                | ○            | ◎                       | △     | ○    |
| 構造体品質<br>(耐久性)                     | ○            | ◎                       | ○     | ○    |
| コスト                                | ◎            | ○                       | ○     | ◎    |
| 総合評価                               | ○            | ◎                       | △     | △    |

これらを両立させる上部構造種別として、現場打ちPC構造、PC圧着工法を用いたPC構造、SRC構造、RC構造の4者を比較した。表3.3.2に示すように、性能、工期、品質、およびコストにおいて最もバランスがよく、さらに建築主の要求③～⑤も満足できるPC圧着工法によるPC構造

を採用した。

一方、住宅棟は同地区で先行して建設された賃貸集合住宅と同様にRC造による耐震構造とし、要求④および⑤を受けて5階から12階の住居部分の柱・梁・床・バルコニーをPCa化した。

区役所棟と住宅棟を連結する地下部分はRC造による耐震構造としたが、免震建物である区役所棟を支持する下部構造でもあることから、耐震壁をバランスよく配置して、剛性・耐力ともに十分に大きな架構とした。

敷地地盤は1m程度の盛土層の下はN値20～30の洪積層が15mの厚さで分布しており、その下はN値50以上の安定した大阪層群で形成されている。したがって、基礎は基礎底GL-5.85～10.75mのマットスラブによる直接べた基礎とした。

### 3.3.4 PC圧着工法と免震システム

#### (1) 本建物に適用したPC圧着工法

一般的なPC圧着工法の概要とメリットを表3.3.3に示す。本建物の区役所棟ではさらに合理性を追求し、G方向とB方向のスパンの違いを利用して、PC構造とRC構造を組み合わせたハイブリッドPC圧着工法とした。ハイブリッドPC圧着工法の構成は以下のとおりで、その施工手順を図3.3.4に示す。

- ✓ 長スパン12mのG方向梁はPC構造によるPC a 部材として、部材接合はPC圧着工法とする
- ✓ 短スパン6mのB方向梁と柱はPC構造とする必要はないので、PC a によるRC構造とする
- ✓ B方向梁は柱梁仕口つきPC a 部材とすることで、現場打ちコンクリート量を最小とする
- ✓ 複雑な納まりで現場施工が困難なPC鋼線定着端は、工場製作の仕口つきPC a 部材に組み込む

表3.3.3 PC圧着工法の概要とメリット

| PC圧着工法の概要 |           | 工場で製作したプレキャスト柱梁部材を、<br>PC鋼線等により緊結して構造体を構築する工法          |
|-----------|-----------|--------------------------------------------------------|
| メリット      | 1.高い構造安全性 | PC鋼線の緊張力により得られる高い接合部強度により、優れた防振性能と十分な耐震安全性が確保される。      |
|           | 2.短い躯体工期  | 部材を工場製作して、型枠工事・鉄筋工事などの現場作業量を著しく低減するため、工期短縮を図ることができる。   |
|           | 3.優れた耐久性  | 単位水量の少ない高強度コンクリートを工場で密実に打設し蒸気養生して部材製作するので、構造体の耐久性が高まる。 |
|           | 4.優しい環境性  | 作業所で発生する型枠廃材などの産業廃棄物が極めて少なく、地球環境を考えた社会貢献が可能となる。        |
|           | 5.コストメリット | 構造体コストは若干高くなるが、仮設の低減・工期の短縮から、トータルとしてコストメリットを享受できる。     |

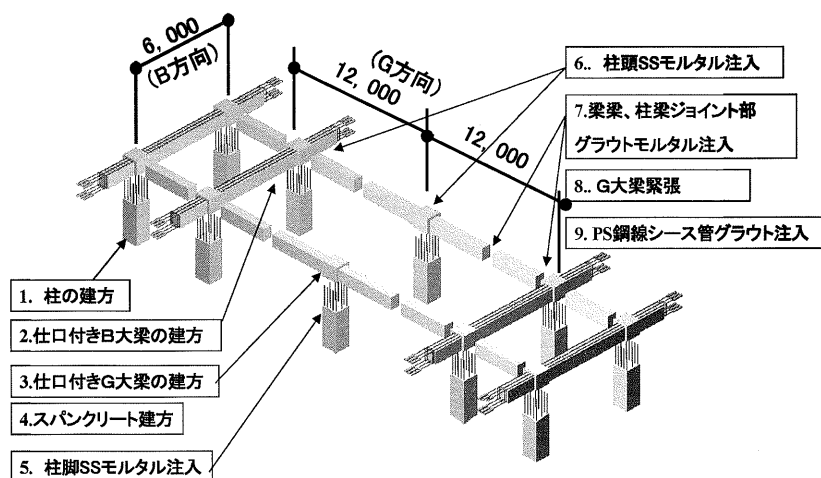


図3.3.4 ハイブリッドPC圧着工法の施工手順

## (2) 免震システム概要

免震材料の選択に際しては、駐車場階の柱頭部に配置する計画から、スペースを最も有効に使い、コスト的にも有利な、鉛プラグ入り積層ゴム (LRB) と天然ゴム系積層ゴム (RB) を採用した。最小コストで最適の免震性能を得るため、図3.3.5に示したようにLRB18基、RB20基の組合せとした。必要ダンパー量はパラメトリックスタディーにより決定し、微小地震から大地震に至るまで免震層に偏心が発生しないように配置計画を行った。即ち、建物外周部にLRBを配置することで平面的ねじれ剛性を高め、高性能な免震システムを構築した。

免震材料を支持する柱は図3.3.5、6に示すように、プラン上支障のない範囲でできるだけ柱頭を住宅棟1階床スラブと連結するスラブあるいは耐震壁でつなぎ、それらの面内せん断力を確認することで剛床仮定が成り立つように計画した。また、スラブをつなげない独立柱は、その上部の免震材料をRBとすることで柱の負担せん断力を少なくするとともに、応力・変形上問題のないことを確認した。

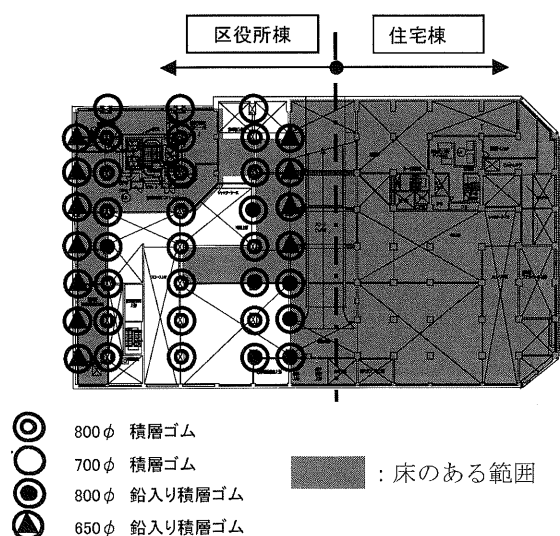


図3.3.5 免震材料配置図

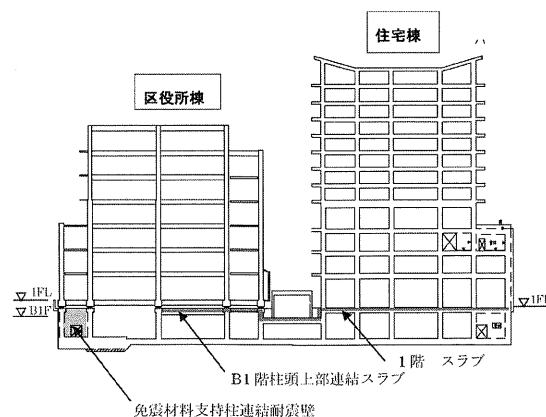


図3.3.6 免震材料レベル関係図

### (3) 構造設計方針と耐震性能

区役所棟では、上部構造・免震材料・基礎構造について耐震性能目標値を設定し、地震応答解析を行って目標値を満足することを確認している。地震応答解析に際しては図3.3.7に示す解析モデルを用いて、表3.3.4に示す7種類の地震波（建築基準法で定められた特性を有する告示スペクトル適合波、構造設計において慣用的に用いられてきた標準波、兵庫県南部地震時に建設地近傍で観測されたサイト波）について、中地震を想定したレベル1と最大級の地震を想定したレベル2の検討を行った。

PC構造による剛性の高い上部構造と免震システムで、最大級の地震（地動加速度 $400\sim 500\text{cm/s}^2$ 程度）に対しても、応答加速度はG方向で $180\text{cm/s}^2$ 、B方向で $136\text{cm/s}^2$ である。応答加速度を $200\text{cm/s}^2$ 以下におさえることで建物内部の什器等の転倒を防止し、大地震後も区役所機能を停止させないことはもちろん、建物使用者に安心感を与える構造となっている。長スパンとなるG方向においても、ひび割れによる剛性低下が少ないPC構造とすることで、柱間隔6mのB方向架構と同程度の建物剛性を有している。

免震材料は、上下動応答、免震層の偏心、および免震材料特性値のばらつきを考慮し、変形量や積層ゴムに発生する圧縮・引張応力度等、中地震時から最大級の地震まで安定挙動することを確認した。

耐震構造である住宅棟は高さ45m以下のRC構造であるため、建築基準法の許容応力度等計算に基づき保有水平耐力を算出し、必要保有水平耐力を上回ることを確認した。また、終局状態として架構設計変形時（最大層間変形角が $1/75$ となった時）を設定し、その時点に対して各部材の靱性の確保に配慮した。

免震構造である区役所棟と耐震構造である住宅棟が、共通の基礎・地下部を有していることが本建物の特徴であり、お互いの複雑な力のやりとりについても検討を行った。境界部分については、最も危険と考えられる区役所棟と住宅棟が逆方向に変形する場合を想定し、応答解析結果から求まる境界部分のせん断力と引張り力が、許容値以下であることを確認した。

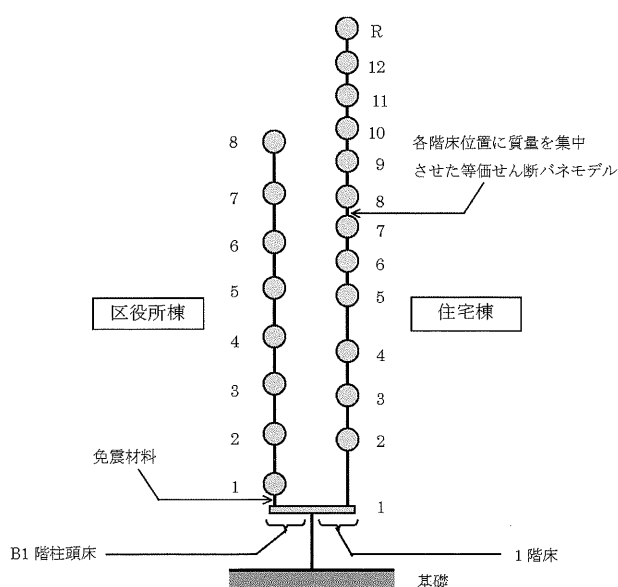


図3.3.7 地震応答解析モデル

表3.3.4 地震応答解析に用いた地震波

| 種 類                | 地震動波形              | 稀に発生する<br>地震動のレベル<br>(レベル1) |                          |             | 極めて稀に発生する<br>地震動のレベル<br>(レベル2) |                          |             |
|--------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------|--------------------------------|--------------------------|-------------|
|                    |                    | 速度<br>cm/s                  | 加速度<br>cm/s <sup>2</sup> | 解析時間<br>sec | 速度<br>cm/s                     | 加速度<br>cm/s <sup>2</sup> | 解析時間<br>sec |
| 告示<br>スペクトル<br>適合波 | 告示波A               | 9                           | 72                       | 60          | 48                             | 361                      | 60          |
|                    | 告示波B               | 11                          | 63                       | 120         | 57                             | 287                      | 120         |
|                    | 告示波C               | 10                          | 78                       | 120         | 52                             | 304                      | 120         |
| 標準3波               | EL                 | 25                          | 255                      | 53.8        | 50                             | 511                      | 53.8        |
|                    | CENTRO             | 25                          | 255                      | 53.8        | 50                             | 511                      | 53.8        |
|                    | TAFT 1952<br>EW    | 25                          | 248                      | 54.4        | 50                             | 497                      | 54.4        |
|                    | HACHINO<br>HE 1968 | 25                          | 165                      | 36          | 50                             | 330                      | 36          |
| サイト波               | KBU                | —                           | —                        | —           | 65                             | 338                      | 100         |

### 3.3.7 まとめ

PC構造はひび割れ発生が少なく耐久性に優れ、長いスパンを小さな梁成で支持できる構造であるが、一方で地震時に多くの履歴減衰を期待できないという側面を有している。しかし、免震構造という集約されたエネルギー吸収機構を付加することで、優れた構造システムを構築できる。また、建物重量の増加がそのまま負担となる耐震構造と異なり、重量増が固有周期を長くする効果をもたらし応答値低減に結びつく免震構造は、PC圧着工法によるPC構造と大変に相性が良い。

本建物の区役所棟では、「大スパン化」と「剛性確保」という相反する2条件に対して、PC構造とRC構造を合理的に組み合わせたハイブリッドPC圧着工法に免震構法を加えることで、フレキシビリティ、耐震安全性、耐久性、工期のいずれにおいても、要求性能を高いレベルで満足させることができた。

(執筆協力者：(株)竹中工務店 上田博之)

### 3.4 超高層PCaPC免震共同住宅（地上23階、地下1階）

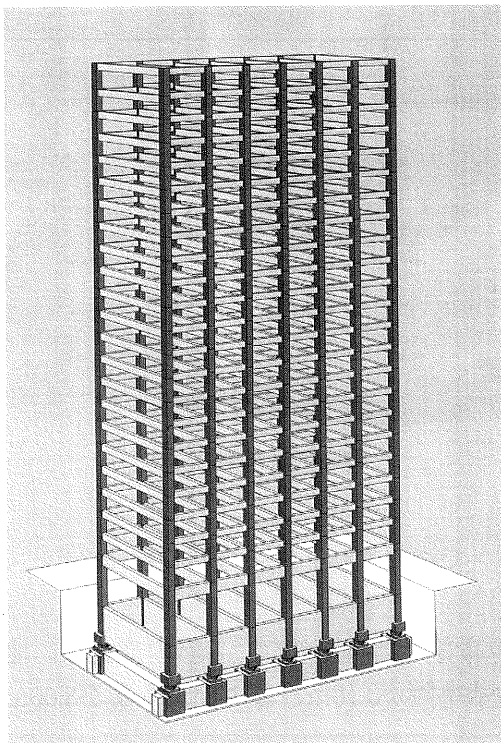
#### 3.4.1 はじめに

本建物は、小田急電鉄社により海老名駅前分譲マンションとして計画されたものである。建築主の意向は、駅前でもあり建設中を含め衆目の的に成ることから、a) 駅前モニュメントとして相応しい計画とする、b) 環境に優しい構法で建設中、周辺住民に与える影響の少ない工法とする、および c) 建物の耐久性ならびに地震動に対する安全性を十分に確保する、等の条件が提示されていた。

これらの条件で重視された事柄である駅前のモニュメントとして相応しいデザインの建物としては、周辺の環境にうまく溶け込み、かつ、環境に影響を与えない優雅な超高層建築物とすることで計画が練られた。さらに、分譲住宅で東西に長い形状の敷地であったことから、居住環境を重視して全住戸が南向きで、かつ、フリープランが可能となる板状の超高層建築物の可能性が検討された。

そこで、構造および形式として、数件の計画案の中からPCaPC造による組立構造が選ばれた。その選定理由は、a) 住戸部分を、長大1スパンの純ラーメン架構で構成すること、b) 地震動に対する安全対策としては、共同住宅建物であることを考慮し、免震構造で計画できること、および c) 建物の品質がよく耐久性に富み、かつ、環境に優しい省力化工法であること、等であった。

構造の検討では、搭状比で4.0を超える（約4.8）建物に免震構法の適用が可能かどうかの検証がなされた結果、免震装置に建物重量を集中させ易い大スパンの1ラーメン架構であれば可能との判断が下された。また、PCaPC架構特有の力学的特性である復元力の高さが、免震構造との相性の良さとして評価された。図3.4.1、および写真3.4.1に、構造概要を示す。



3.4.2 建物概要 図3.4.1 構造鳥瞰図



写真3.4.1 構造概要



建設地は、神奈川県海老名市中央1丁目C街区で、小田急小田原線の海老名駅前に位置している。

建物規模は、地上23階・地下1階建ての超高層免震共同住宅建物である。

建物の高さは地上77.0mで、1階の階高は7.20m、2階から22階までの基準階高が3.10m、および最上階はフリープランとして供されることから3.60mで計画された。

基準階の床面積は、608.8m<sup>2</sup>で、延べ面積が14,857m<sup>2</sup>である。建物の構造は、駐車場となる地下1階および地上1階は鉄筋コンクリート造の耐力壁付きフレーム構造で計画され、住宅部となる地上2階から最上階の23階まではPCaPC造による純フレーム架構として計画された。

免震層は、地下1階の各柱の下部に鉛プラグ入り積層ゴムが配置された基礎免震方式である。

建物の概要を、次に示す。図3.4.2に、建物概要を示す。

|            |                                |
|------------|--------------------------------|
| 建 物 名 称：   | 小田急海老名分譲マンションC街区               |
| 建 築 主：     | 小田急電鉄株式会社                      |
| 設 計：       | 鹿島建設横浜支店一級建築士事務所、小田急建設一級建築士事務所 |
| 監 理：       | 鹿島建設横浜支店一級建築士事務所、小田急建設一級建築士事務所 |
| 施 工 者：     | 鹿島建設・小田急建設・東急建設共同企業体           |
| P C 施 工：   | 株式会社ピーエス三菱                     |
| 建 築 場 所：   | 神奈川県海老名市中央1丁目C街区               |
| 用 途：       | 共同住宅（分譲マンション）                  |
| 建 築 面 積：   | 741.4 m <sup>2</sup>           |
| 延 べ 面 積：   | 14,857.4 m <sup>2</sup>        |
| 基 準 階 面 積： | 608.8 m <sup>2</sup>           |
| 地 上：       | 23階                            |
| 地 下：       | 1 階                            |
| 塔 屋：       | 1 階                            |
| 軒 高：       | 76.6 m                         |
| 建 物 の 高 さ： | 77.0 m                         |
| 最 高 部 高 さ： | 89.0 m                         |
| 基 準 階 階 高： | 3.1 m                          |
| 1 階 階 高：   | 7.2 m                          |
| 地 階 階 高：   | 4.05m                          |
| 基 礎 底 深 さ： | 8.95m                          |



図3.4.2 外観パース

### 3.4.3 構造概要

建物構造の平面は、長辺方向の全長38.9mが6スパンで構成され、短辺方向の16.8mは1スパン架構として構成されている。

建物の階数は、地上23階・地下1階で地上77.0mの高さで計画された。各階の高さは、地下1階が4.05m、地上1階は7.20m、2階から22階までの基準階が3.10m、および最上階が3.60mで計画されている。

使用コンクリートの圧縮強度は、1階および2階のPCaRC柱を含めてPCa柱部材は80から

63N/mm<sup>2</sup>、およびPCa梁は全て63N/mm<sup>2</sup>で計画された。柱に使用されたPC鋼材はSBPR 1080/1230 (C種1号)で、梁のPC鋼材はSWPR7Bが使用されている。

また、構造の形状としては、短辺方向における免震装置からの塔状比は約4.8で、一般の免震構造に較べ幾らか大きく計画されている。図3.4.3～3.4.5に、基準階、免震層平面、および長辺方向・短辺方向の軸組を示す。

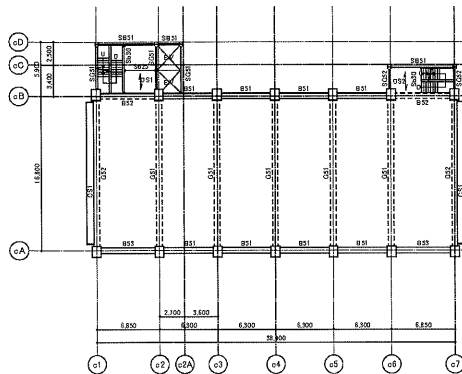


図3.4.3 基準階平面

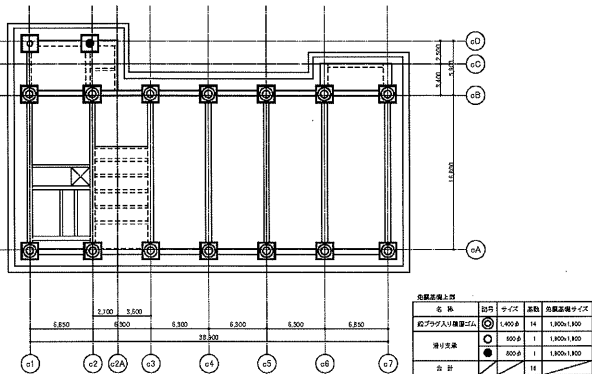


図3.4.4 免震階平面

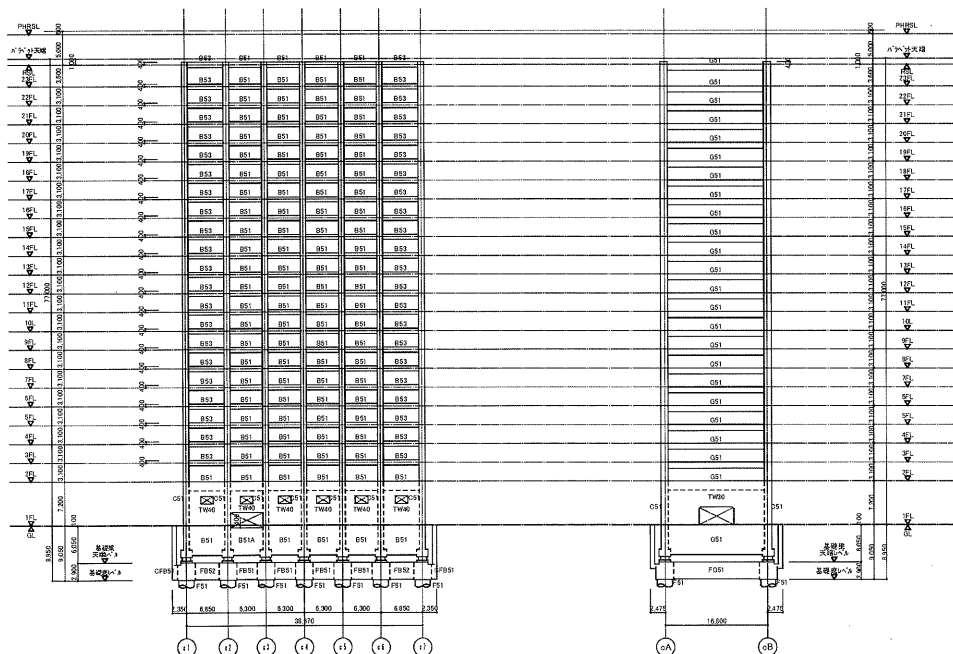


図3.4.5 軸組(長辺および短辺方向)

### 3.4.4 PC工事概要

建物を構成するPC部材の架設工事は、本工事用に新たに開発された“シャトライズ工法”と呼ばれる揚重と架設を分離したクレーン機器を用いて実施された。

この架設工法が考案・開発された最も大きな理由は、建物の敷地に余裕が無く、さらに建物の周辺に免震クリアランスを有することから敷地の外部より大型PCa部材の揚重架設に必要なクレーン機器を設置できるスペースが確保出来なかったことである。

また、超高層建築物で、ごく一般に使用されるタワークレーン方式で揚重・架設することも検討されたが、単一の部材重量で20tonを超えるPCa部材を揚重・架設するには巨大なクレーン機器が要求されること、および免震構造であるためタワークレーンの支えを構造躯体から取るにはダンパーの設置など考慮せねばならない点が多いことなどから断念された。

使用された揚重・架設システム“シャトライズ工法”とは、1スパン方向の両側PCaPC柱の外部にクレーンガーダーを設置するための鋼製ポストを複数本設置し、そのガーダーに直行するように大小の天井走行クレーンを2機設置され、全てのPCa部材を自在に架設できる様に計画された。さらに、クレーンガーダーの跳ね出し先端部に架設用の天井走行クレーンとは別に、部材揚重専用の揚重リフトが設置された。このため、全てのPCa部材および他材料の揚重と架設が、別個の揚重リフトと天井走行クレーンで行われたことから、極めて効率良く施工が進められ2フロアを9日間の工程（1階：4.5日）で実施することができた。

架設システムの概要を図3.4.6に、PCa部材の架設状況を写真3.4.2～3.4.4に示す。

天井クレーンシステムによるPCaPCフレームの組立て

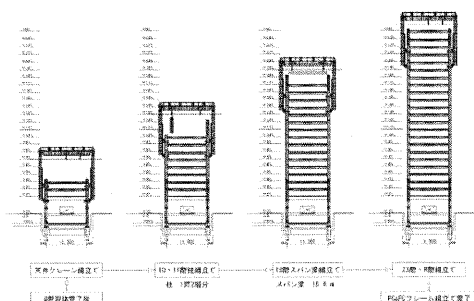


図3.4.6 架設システムの概要

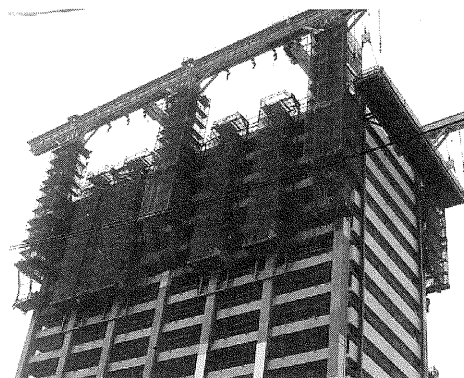


写真3.4.2 PCa部材の揚重

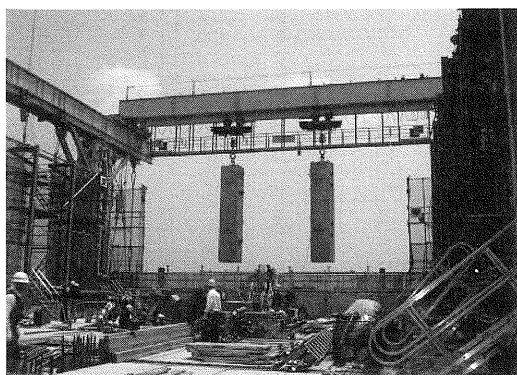


写真3.4.3 柱の架設

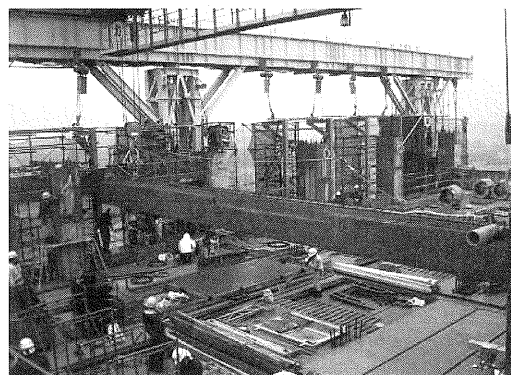


写真3.4.4 梁の架設

## 最新のPC橋梁技術 —耐久性向上への取組み—

日本道路公団 技術部 構造技術課長 猪 熊 康 夫  
日本道路公団 技術部 構造技術課長代理 水 口 和 之  
日本道路公団 技術部 構造技術課 芦 塚 憲一郎

日本道路公団 技術部 構造技術課 大 城 壮 司  
日本道路公団 静岡建設局 建設部  
構造技術課長代理 青 木 圭 一

---

### 1. はじめに

コンクリート構造物は社会資本を整備形成する上で主要な役割を果たしている。枢要な社会資本である第二東名・名神高速道路をはじめとした高速道路橋においては、複合橋も含め、多くのコンクリート橋梁が建設されている。

一般に橋梁の耐用年数は50年以上といわれてきたが、近年、一部のコンクリート橋において、劣化損傷が顕在化しており、「コンクリートはメンテナンスフリーではない」という認識が広まってきていることも事実である。このことは、一般的にローメンテナンスであると考えられてきたPC橋においても、例外ではない。

高速道路の平均供用経過年数は約17年であるが、東名・名神高速道路等をはじめとして、30～35年を経過した橋梁は、当初の予想をはるかに上回る重交通下にあり、床版、支承および伸縮装置などにおいて劣化が進んでいる箇所も見受けられる。現在供用している高速道路の橋梁全体における維持補修費は年間約500億円に達しており、また一方で、現在における高速道路建設は第二東名・名神高速道路に代表されるように、その大半が急峻山地部を通過していることから、構造物比率が非常に高く、長大橋も数多く計画されている。今後の供用にともなう延長拡大とともに維持補修費も増大していくものと思われる。

これらの状況をふまえ、JHでは橋梁の耐久性向上と工費削減を目指し、新技術や新工法の開発に全面的に取り組んでいるところである。本稿では、そうした耐久性向上への新たな取組みについて紹介する。

### 2. コンクリート構造物の品質管理

#### 2.1 品質管理体制

コンクリート構造物の劣化や損傷が問題となるなか、コンクリート構造物の維持補修費を節減するため、コンクリート構造物の製造から維持管理まで含めた総合的な品質保証システムの確立が急務となっている。

コンクリートの耐久性に対する品質確保には、近年の損傷事例から、水セメント比や鉄筋かぶり、および締固めなどの管理が重要な要素であると考えられる。しかしながら、現行の品質管理項目ではコンクリート構造物の製造過程に主眼が置かれており、実構造物が所定の耐久性を確保しているかどうか直接評価できていないのが現状である。

今後の品質管理のあり方としては、性能確認、耐久性確保の観点から実構造物に対し評価する

システムが望まれる。JHにおいても実構造物検査へ重点をおいた品質管理として、平成15年度にはコンクリート強度と鉄筋かぶり確認について非破壊検査を適用する予定である。

## 2.2 コンクリート強度

実構造物のコンクリート強度確認手法としては、テストハンマーによる反発硬度法を用いる。強度については、試験練り時に圧縮強度試験用供試体を作成し、これを基準供試体として反発度を測定しておき、本体構造物の反発度と比較して判定を行うものである(図-1)。

測定方法は土木学会規準JSCE-G 504「硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法」に準じており、さらなる精度向上策として、JHにおける今までの測定データを基に、構造物表面が湿潤状態にある場合や打撃方向に対する補正値を設定している。

非破壊検査時には足場が必要となるため、足場存置期間中の検査が望ましい。そのため、弱材齢時においても強度確認ができるよう基準供試体は複数作成し、数種類の材齢における反発度の測定値から近似曲線を作成することによって、本体構造物の材齢に対応した基準供試体の反発度を推定し判定を行うこととしている。

なお、テストハンマーには現状では統一された機構や性能に関する規格がないため、性能確認のためテストアンビル(ブリネル硬度 $H_B=500$ で作られた供試体)にて、反発硬度 $80\pm2$ であることを確認する。

## 2.3 鉄筋かぶり

鉄筋かぶりの非破壊試験には、「電磁誘導法」または「電磁波(レーダ)法」を標準として適用する。

電磁誘導法は鉄筋による磁場の変化からかぶりを推定する方法である。電磁誘導法では、鉄筋のピッチなど配筋状態が異なれば、磁場の影響も変化するため測定誤差の要因となる。したがって、精度の良い測定値を得るためには、実際の配筋状態によって補正値を決定しておくことが必要となる。補正方法の例として、図-2に示すように、コンクリート打設前の鉄筋前面に厚さ25mmの磁界に影響を及ぼさない材料を用いた板等を5枚用意し1枚ずつ重ねることによって、25mm~125mmのかぶりに対し配筋の状態による測定値の誤差を測定し補正値とすることができる。

電磁波法は、電磁波が鉄筋から反射してくる時間によりかぶりを推定する方法である。電磁波、超音波の速度はコンクリートに含まれる水分量に影響され、打設後の検査においては水分量に変化するために測定誤差の要因となる。精度の良い測定のためには、検査日のコンクリートの材料物性

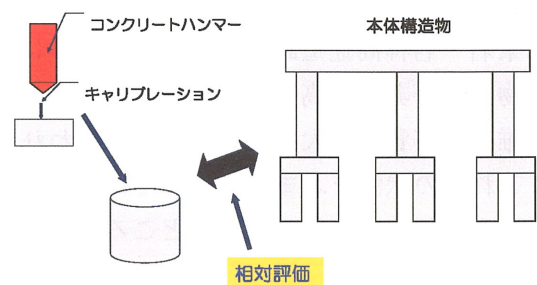


図-1 反発硬度法のイメージ

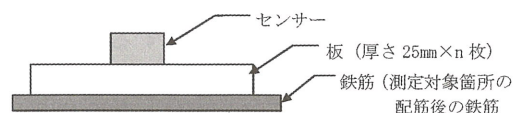


図-2 電磁誘導法の補正方法



の状態により補正値を決定していくことが重要である。例えば、図-3に示すような基準供試体を測定箇所に打設されるコンクリートから製作し、かぶり検査日に材料物性による補正値を設定しておくことが考えられる。

本体構造物の測定は、最外縁の鉄筋を対象に行うことが望ましいが、橋脚の場合には最外縁の鉄筋は中間帯鉄筋のフックであり、測定が困難な場合も考えられる。そのような場合には、帯鉄筋の測定を行い、設計かぶりとの比較を行うことで所定のかぶりを有しているかの判定を行う。

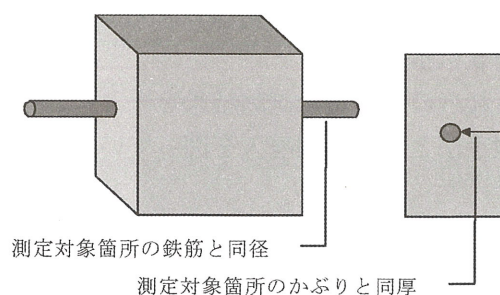


図-3 電磁派法の補正方法

## 2.4 フレッシュコンクリートの単位水量

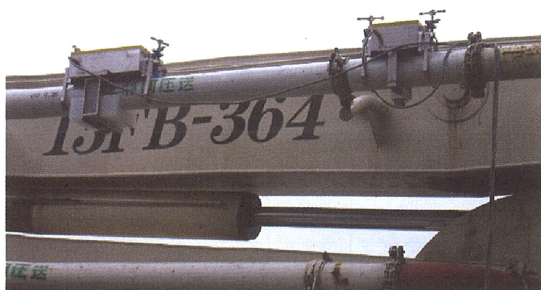
フレッシュコンクリートの単位水量は試し練りによって示方配合を定め、骨材の粒度や表面水量の変動に応じて配合修正を行い決定される。現場で打設されるコンクリートは、この配合に基づいて計量された単位水量のものが出荷されることとなる。一方、単位水量が正しく配合されているかの確認は、コンクリート製造工場における印字記録、フレッシュコンクリートのスランプ試験、供試体による硬化コンクリートの強度管理によって行うことができるが、いずれもコンクリート打設時に定量的に確認できるものではない。

単位水量はコンクリートの耐久性を大きく左右する要因であることから、コンクリート打設時点でこれを確実に確認することができれば、より高耐久なコンクリートが施工できると考えられる。

フレッシュコンクリートの水分量測定方法としては、単位体積質量から求める方法、乾燥前後の質量差から求める方法、中性子線を用いて測定する方法、静電容量により測定する方法などが提案されているが（図-4）、測定方法には以下の性能が求められる。

- ①測定に伴う現場負担の省力化
- ②測定結果の活用性（品質管理へのフィードバック）
- ③測定結果の精度および公正性

### a) 全数方式R I 測定法



配管にR I 測定器を設置し連続的に単位水量を測定する。

### b) 単位容積質量法



水量が変化すると単位容積質量が変化することを利用し測定。

図-4 単位水量測定法の例



現状では十分な精度をもって単位水量を計測できる機器として確立されたものはないため、補正方法を含め、簡便で精度の高い測定手法について検討しているところである。現場試験結果を図-5に示す。

これらの得られた試験結果をもとに、補正方法の設定や管理基準値の検討を行っており、品質管理手法として早期導入を図っている。

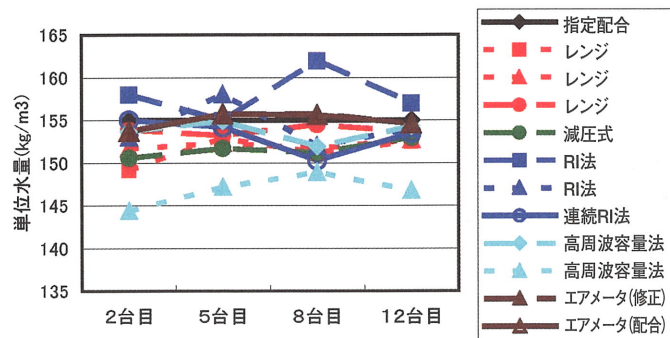


図-5 現場試験結果(指定配合 155kg/)

## 2.5 コンクリート構造物の密実性

コンクリートの劣化現象の多くは、コンクリート内部での塩化物イオン、炭酸ガス、酸素、水などの物質移動と深い関係があるため、コンクリート構造物の耐久性向上のためには密実なコンクリートを構築することが重要である。完成したコンクリート構造物の密実性を非破壊で評価するには、透水性、透気性、水分吸着性から推定する手法などがあるが、基礎実験で有効性が確認された透気性から推定する手法について実用化に向けた検討を行っている。

透気性によりコンクリートの密実性を評価する手法としては、コンクリート表面に負圧を与え回復までの時間や圧力経時変化を測定するトレント法<sup>1)</sup>があり、現在JHでは、トレント法による検査の実用化に向けた試験を行っている。図-6に透気性試験のイメージ図を示す。密実性の評価指標は透気係数で、密実なコンクリートほど透気係数が小さく表される。

普通、早強、高炉セメントの3種類を用い、水セメント比やセメント量を変化させた配合で20×20×15cmの試験体を作成し、各材齢で試験を実施している。配合の一例として、普通セメントの配合と物性試験結果の一部を表-1に示す。また、コンクリート中の気体の移動は、水分によって占有されていない空隙(開放空隙)に生じると考えられるため、開放空隙率が透気係数に大きな影響を及ぼすと考えられる。図-7に試験より得られた開放空隙率と透気係数の関係を示す。図-7より、一般的に密実だと考えられる配合では、透気

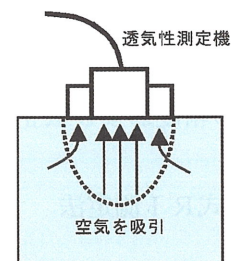


図-6 透気性試験

| 配合<br>No. | W<br>Kg/m³ | C<br>Kg/m³ | W/C  | S/a  | 空気<br>量<br>% | 圧縮強<br>度<br>N/mm² |
|-----------|------------|------------|------|------|--------------|-------------------|
| No.1      | 160        | 320        | 50.0 | 39.0 | 4.0          | 44.6              |
| No.2      | 135        | 270        | 50.0 | 39.0 | 4.7          | 48.3              |
| No.3      | 185        | 270        | 68.5 | 46.0 | 4.4          | 21.6              |
| No.4      | 135        | 370        | 36.5 | 36.0 | 4.7          | 70.3              |
| No.5      | 210        | 370        | 56.8 | 60.0 | 4.6          | 36.9              |

表-1 供試体の配合と物性試験結果

係数、開放空隙率ともに小さい結果を得ている。このことから、水セメント比や単位水量から想定されるコンクリートの密実性と、透気係数、開放空隙率の関係はよく一致しているといえる。

図-8に材齢と透気係数の関係を示すが、型枠脱型から材齢10日までは、多少の透気係数の変動がある。これはセメントの水和反応やコンクリートの乾燥の影響が考えられる。しかし、それ以降はどの配合もほぼ安定しており、透気係数を指標とした密実性検査は、材齢の初期においても十分適用可能と考えられる。

小型試験体と実構造物では施工方法や養生方法が異なるが、これらはコンクリートの密実性に大きく影響すると考えられるため、 $1.0 \times 1.0 \times 1.0\text{m}$ の大型試験体で、型枠脱型日を2、5、10日と変化させた3種類について、試験体側面の上側（上面から20cmの位置）および下側（下面から20cmの位置）において試験を実施している。試験の結果を図-9に示す。

各試験体の測定位置による影響は、下側の方が上側より透気係数が小さい。これは、下方のコンクリートは上部のコンクリートの重量で締められ密実なコンクリートとなることや、上方はブリージング水が上昇するため密実性が得られないためと考えられるが、脱型時期が10日になると位置による差も無くなっており、初期養生を十分行えば、コンクリート表面付近の密実性が確保されることがわかる。

透気係数はコンクリートの含水率に試験結果が大きく左右されるため、実構造物を屋外で検査する場合には含水率の測定精度の向上と補正方法など、まだいくつかの課題がある。完成したコンクリート構造物の品質を評価できる検査方法として、今後さらに検討を進めていく予定である。

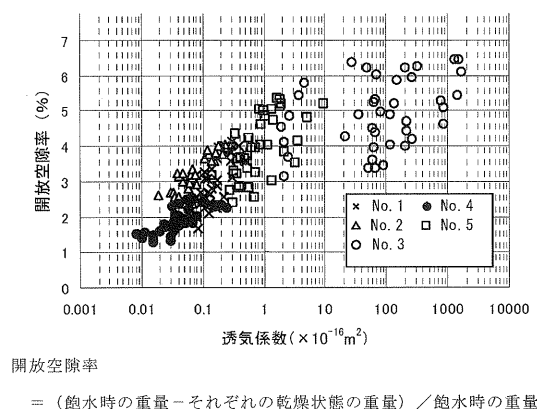


図-7 透気係数と開放空隙率の関係

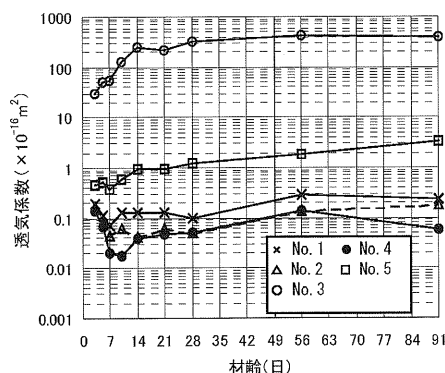


図-8 コンクリートの材例と透気係数

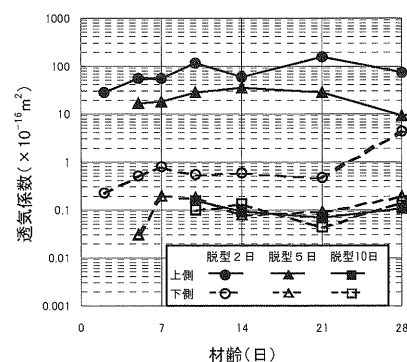


図-9 大型試験体による試験結果

### 3. 複合構造物の品質管理

#### 3.1 鋼構造の防食系の合理化

鋼構造の塗装に関しては、平成9年度から全工場塗装を採用し、塗装性能・品質の確保施工の合理化を図っており、塗装系についても従来の長油性フタル酸樹脂を上塗り塗料に用いた現場塗装のA系に替わり、ポリウレタン樹脂を上塗り塗料に用いた薄膜重防食塗装系のI系を追加し防食性能の向上、塗装の長寿命化を図っている。

さらに、平成12年度から塗膜の劣化（損傷）状況の調査・点検に、従来の点検者による目視判定から「塗膜劣化度診断システム：Paint View」

（図-10）を用いた客観的評価技術を本格導入することにより、塗装塗り替え間隔をさらに的確に見極めることが可能となった。今後は、この診断システムを活用することにより、現存する橋梁資産および今後も増大していく資産の長寿命化に役立つものと考えられる。



図-10 Paint Viewの概要

#### 3.2 波形鋼板における現場溶接継手

従来、山岳部の急峻地形においては片持ち張出架設工法によるPC箱桁橋が多く採用されてきたが、近年では、自重の2～3割程度を占めるウェブ部を波形に加工された軽量の鋼板に置き換えた複合構造である波形鋼板ウェブPC箱桁を採用する機会が増えている。

波形鋼板相互の接合方法には、大きく分けて溶接による方法と高力ボルトによる方法があるが、JHにおいてはすみ肉重ね合せの現場溶接による継手を採用することを基本としている（図-11）。

これは、特に片持ち張出架設工法を採用する場合に、全断面溶け込みグルーブ溶接に比べて、施工時の高さ管理・調整が容易な重ね継手を用いることが有利であるためである。また、大型供試体を用いた疲労特性および疲労強度の確認試験においても、採用している継手形状については、2,400kNの載荷荷重（すみ肉重ね合せ溶接スカラップ近傍局部の変動応力が100Mpa程度となる荷重）下において、300万回を超える載荷を行ったが、疲労亀裂は認められず、十分な耐力を有していることが確認されている（図-12）。

今後は、これらの結果や大型供試体による疲労載荷実験に先立って実施された小型供試体によ

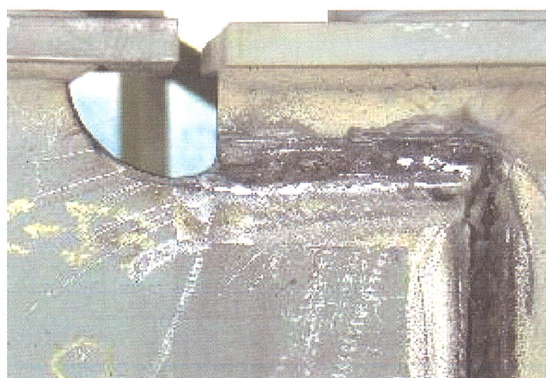


図-11 波形鋼板の接合例

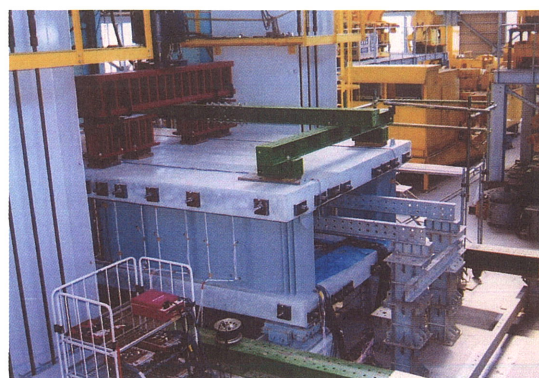


図-12 波形鋼板継手部の疲労載荷試験



る疲労特性等に関する確認試験結果を用いて、継手形状ならびに継手の部位ごとの疲労強度等級を定め、疲労照査手法について提案していくこととしている。

### 3.3 現場溶接部の品質管理

波形鋼板接合部における現場溶接部の品質管理は、脚長測定および背面からの超音波探傷試験による溶込み量測定によって実脚長の管理を行っている。溶込み位置の判断基準は、図-13に示すように、重ね継ぎ手の非溶接部の底面エコー高さを100%とした探傷感度において、底面エコー高さが50%になる探触子の中心位置を溶け込み位置としている。

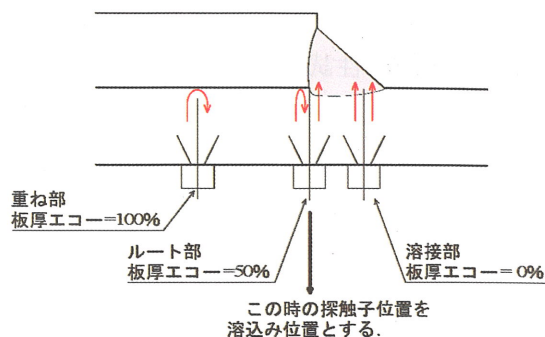


図-13 溶込み位置の判断

## 4. PCグラウト

PC橋の内ケーブル構造におけるグラウトは、PC鋼材の防食及びコンクリートとPC鋼材の一体性を確保するための最も重要な要素である。しかし、グラウトの充填性に関しては、我が国のみならず、世界的に課題となっている。特に、イギリスにおいては、1992年から内ケーブルを用いたポストテンション工法が一時的に禁止され、さらにドイツにおいても、1998年に外ケーブルの採用に関する通達が出されており、アメリカにおいても、グラウト充填不良に伴うPC鋼材腐食が数例報告されるに至っている。

近年、JHでは、プレテンション工法、全外ケーブル構造、プレグラウトPC鋼材を採用することで、内ケーブルのグラウト注入作業を排除し、PC橋の耐久性向上を図ってきた。

しかし、架設工法によっては内ケーブル構造に経済的な優位性があり、PC橋における工費削減策として、再度、採用することが望まれている。そのためには内ケーブル構造の耐久性を確保する必要がある、PCグラウトの問題点とその解決方法について実用化に向けた検討を行っている。

### 1) PC鋼材配置

グラウト充填とその検査方法を容易にするPC鋼材配置例を図-14に示す。内ケーブルは、床版内に直線配置することによってグラウトの先流れによる空隙を生じさせないように配慮するとともに、非破壊検査の容易さのため、ウェブ直上への配置を避けている。

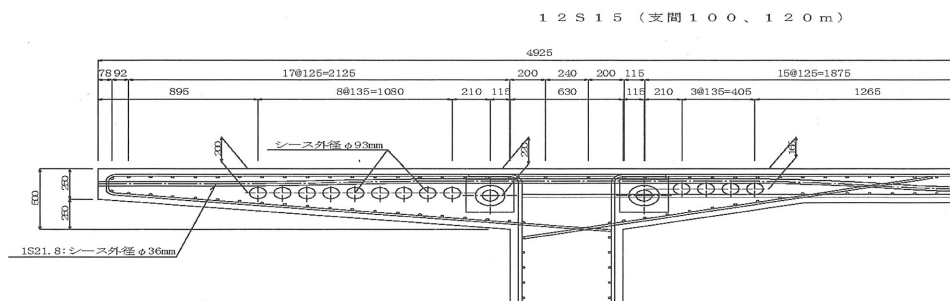


図-14 PC鋼材配置例

## 2) 品質管理

近年、高粘性、低粘性さらには超低粘性など、種々の粘性を有するノンブリーディングタイプのグラウト混和剤、もしくはプレミックスのグラウト材料が開発されている。これに対応するため、グラウトの流動性試験は、今まで用いていたJ14漏斗に替わりJP漏斗を用いることが標準となった。しかし、それ以外の試験方法は、ほとんど見直しが行われておらず、ブリーディング率試験ではポリエチレン袋方法が現在でも使用されている。一方、海外では、鉛直管試験 (Vertical Tube Test) や傾斜管試験 (Inclined Tube Test) などの新しいブリーディング試験や材料分離抵抗性試験が採用されている<sup>2)</sup>。これらの試験は、シース内に充填されたグラウトをさまざまな観点からモデル化して、ブリーディングの発生状況を確認しようとするもので、ポリエチレン袋方法に比べ、より実構造物に近い性状を示すものと考えられる。

### ①鉛直管試験

ブリーディング率試験および膨張率試験は、従来から、高さ200mm程度の円柱供試体 (ポリエチレン袋) を用いて実施されてきた。しかし、鉛直管にPC鋼より線を配置した試験では、より多くのブリーディングが生じることが確認されている。これはPC鋼より線が“ランプの芯”のように、ブリーディング水を上昇させるために生じるもので、実際のシース内でも同様のメカニズムにより、ブリーディングが生じている可能性があると考えられている。図-15に示すPC鋼より線を挿入した鉛直管試験を実施し、グラウト材料のブリーディング発生状況を従来のポリエチレン袋方法の試験結果と比較し適用性の評価を行っている (図-16)。

### ②傾斜管試験

fibマニュアル<sup>2)</sup>では材料分離抵抗性試験として、30°の傾斜角を有する長さ5.0m、内径80mmの透明管を用いた傾斜管試験を実施することを推奨している。図-17に、傾斜管試験の実施状況を示す。この方法は、管を傾斜することにより材料分離が生じやすくなるものである。また、管内に12本のPC鋼より線を配置することにより、前述した“ランプの芯効果”もPC鋼より線を1本配置するのに対して顕著になると考えられる。

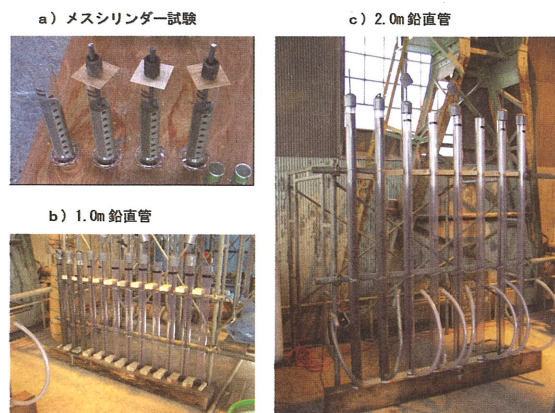
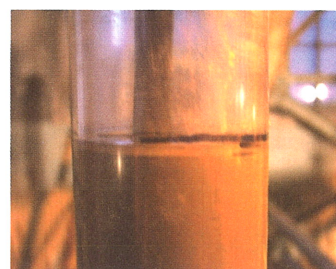


図-15 鉛直管試験



※ポリエチレン袋法ではブリーディングが生じない材料を使用

図-16 鉛直管試験



図-17 傾斜管試験



この傾斜管試験結果(図-18)より各グラウトのブリーディング発生状況および分離状況を確認し、また、傾斜管試験と鉛直管試験の結果を比較することで、日常的な試験に適した鉛直管試験の妥当性を検証している。

### 3) 非破壊検査

グラウトの充填度確認および注入忘れなどのヒューマンエラーを防ぐ手段として、非破壊検査の実用化に向けた実験研究を行なっている。検査は、グラウト注入中に行うものとグラウト硬化後に行うものに対してそれぞれ検討を行なっている。

#### ①注入時検査

グラウト注入中の検査の一例として、熱電対式放熱抵抗センサー(MSセンサー)による検査の概要を以下に示す。

MSセンサー(図-19)は、センサー内のヒーターで加熱された熱が周囲媒質(例:空気)へ放熱され、センサー内で生じた温度差により発生する出力電圧が、周囲媒質によって一定値を示すことを利用したものである。周囲媒質が変化すると(例:水、グラウト)、放熱量が変化し、出力電圧も変化する。グラウト充填度の確認はこれを検知することで行う。センサーの性能確認試験で実施された結果を図-20に示す。

これによると、グラウト充填前には9.0~10.0mVの出力電圧であったものが、注入後には1.0mV程度に下がっており、グラウト充填の確認が可能であることが分かる。時間の経過とともに、出力電圧は2.0mVまで上昇しているが、全体的には低い値を示しており、長期計測に対する可能性も示唆している。

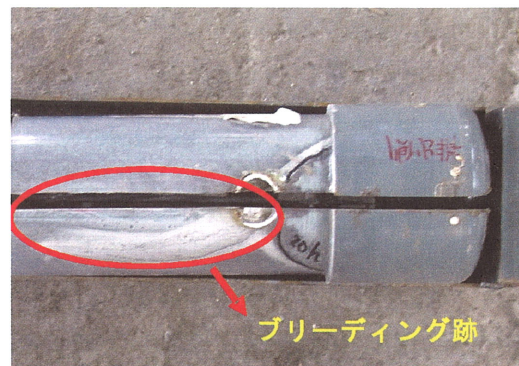


図-18 ブリーディング発生状況

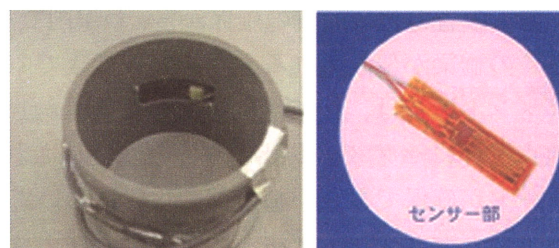


図-19 MSセンサーのシース取付状況

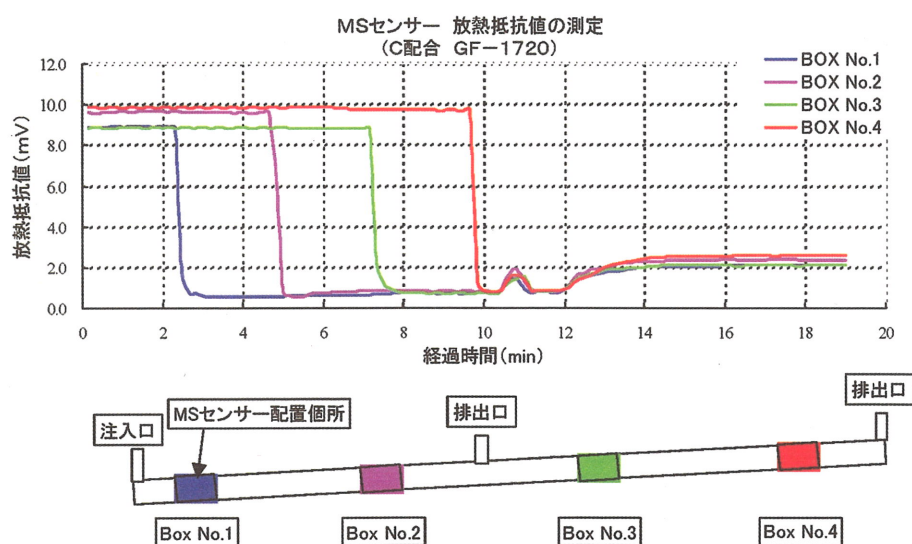


図-20 MSセンサーによる測定結果



## ②硬化後非破壊検査

グラウト硬化後に非破壊検査による充填度の確認が可能か検証を行うため、グラウトの充填率を100%、50%、0%とした試験体を製作し、非破壊試験を実施している。非破壊検査手法は、超音波透過法、衝撃弾性波法、中性子透過法、電磁波レーダー法などを採用している。これまで12.5cmや15cmといった近距離で並列配置されたシース内グラウトの充填度を検査した例はなく、直上に鉄筋が密に配置されていることや、隣接して配置されたシース内の空隙の影響を受けるため現状では充填度の明確な識別が困難な状況にある。今後、隣接部の空隙の影響をどのように除去できるかがグラウト硬化後の非破壊検査の課題となると考えている。

## 5. プレキャストセグメント構造

施工の省力化・品質の確保から、わが国でも本格的にプレキャストセグメント工法が採用され、多くの橋梁が架設されるようになってきている。JHにおける初めての本格的なプレキャストセグメント構造は、1997年に完成した延長約1.9kmの松山自動車道 重信高架橋である。当時は架橋地点近傍にセグメント製作ヤードが確保されることが当工法の採用条件であったが、近年では、ヤードが確保できない都市部の橋梁においても、耐久性に優れた本工法を適用できる工場製プレキャストセグメント工法が開発され、採用されるようになった。以下に、プレキャストセグメント工法を採用した最近の事例を紹介する。

### ①第二名神高速道路 古川高架橋

古川高架橋は、伊勢湾岸自動車道のみえ川越IC～みえ朝日IC間に位置する延長約1.5kmの工場製プレキャストセグメント工法を採用した都市内高架橋である。JIS工場で作成したセグメントは、一般道を介してトレーラーにより運搬を行なうことから、セグメントの重量と寸法に制限を受ける。このため、本橋ではU形コア断面+リブ構造(図-21)および設計基準強度 $60\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度コンクリートの採用により軽量化を図り、1個あたりのセグメント重量を30tf以下におさえている。架設はスパンバイスパンによりU形コア断面にて架設後、リブ上にプレキャストPC板を敷設し、その上に場所打ちにてPC床版を構築している(図-22)。

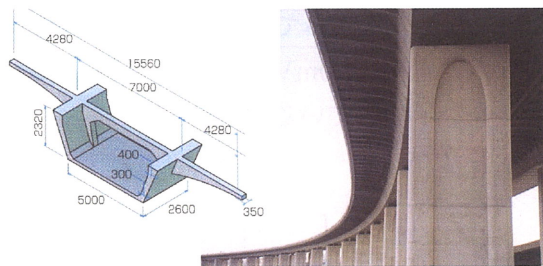


図-21 U形コア断面+リブ構造

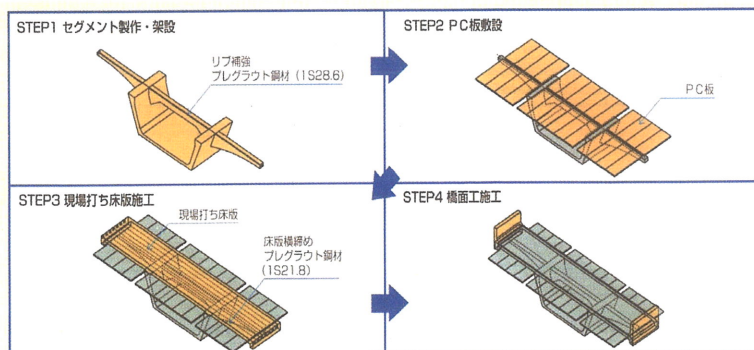


図-22 床版部施工概要

## ②伊勢湾岸自動車道 上和会高架橋

上和会高架橋は伊勢湾岸自動車道の豊田南 I C～豊田 J C T 間（仮称）に位置する都市内高架橋である。古川高架橋と同様に、近隣に製作ヤードが確保できないことから、工場製プレキャストセグメント工法を採用しているが、本橋においては2主箱桁断面とし、セグメントを1主箱桁ごとに分割して製作し、架設時に場所打ちにて2主箱桁に連結する（図-23）構造を採用している。接合部の構造はダブルループ継手を採用し、事前に実物大実験を行い安全性や施工性を確認している。

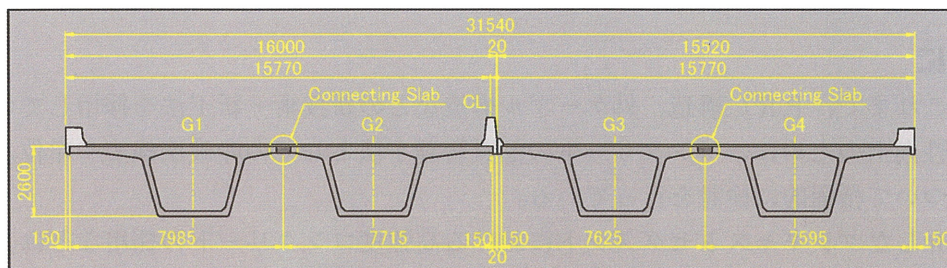


図-23 上和会高架橋断面図

## ③第二東名高速道路 内牧高架橋

内牧高架橋は、第二東名高速道路の静岡 I C（仮称）～藤枝岡部 I C（仮称）間に位置し、内牧川盆地部を横過する個所に架橋される橋梁である。本橋はこれまでに前例のない断面分割プレキャストセグメント工法を採用し、主桁断面の一部分をプレキャストセグメントとして製作・架設した後、残る部分を架設して断面全体を完成させる工法である（図-24）。

本橋では、主桁幅17.68mのうち中央9.2mの部分をプレキャストセグメントとして製作・架設し、残る張出し床版部分（ $2 \times 4.24\text{m} = 8.48\text{m}$ ）を場所打ちする工法を採用している。これにより、セグメント製作重量として、従来工法と比較した場合約28%の軽量化を実現している。

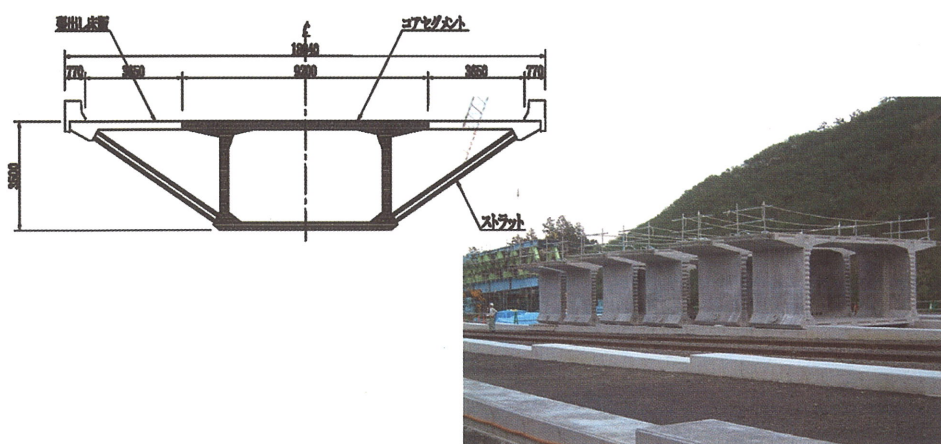


図-24 内牧高架橋主桁断面図とコアセグメント

また、本橋では等間隔に配置した斜めストラットにより張出し床版を支持するストラット付P C箱桁構造を採用している。ストラット付P C箱桁構造を採用することにより、従来のP C箱桁構造に比較して底版の幅を狭くすることで、主桁断面縮小化から上部構造の大幅な軽量化が達成された。さらに、上部構造の底版幅縮小化と軽量化により橋脚断面および基礎についても小規模化が図れ、全体的にスレンダーな構造となっている。

内牧高架橋では、直径30cmのプレキャスト製コンクリートストラットを約3 m間隔で設置し、ストラットの長さは約5 m、重さは約9 kNであり、同幅員でストラットのない一室箱桁と比較した場合は底版幅が約38%、断面積で約25%減となる。

## 6. おわりに

J Hではこれまで、P R C構造、外ケーブル構造などの新技術・新工法を採用しているが、さらなる耐久性向上のために、コンクリートの品質管理手法としての非破壊検査や単位水量検査の採用などについて積極的に検討を行っている。

本稿で紹介したプレキャストセグメントにおける高強度コンクリートの採用などは、軽量化による工費削減とともにコンクリートの耐久性向上に大いに貢献している。

また、維持補修費の縮減を目的に、橋梁の健全性の判定と劣化予測を行い最適な補修補強の時期および工法を選定し、計画的な維持管理を支援する橋梁マネジメントシステム(J H-BMS)の構築を行なっている。また、本システムに非破壊検査で得られたデータを構造物の劣化予測の初期データとして有効に活用することも検討している。

民営化を控えたJ Hは、これまで以上に効率的な高速道路の建設・管理を行っていかねばならない。新たな発想や新たな材料などの採用も視野に入れながら今後も工費削減に向けた検討を行うと共に、建設から維持管理まで含めた総合的な品質保証システムの確立に向けて取り組んでいきたいと思っている。

## 参考文献

- 1) Torrent,R.J.: A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site, Materials and Structures, Vol.25, No.150, pp.358-365, July, 1992
- 2) fib Task Group 9.8 Grouting: Grouting of tendons in prestressed concrete Guide to good practice, pp.45, July,2002

## 海峡部橋梁における維持管理 —本州四国連絡橋公団としての取り組み—

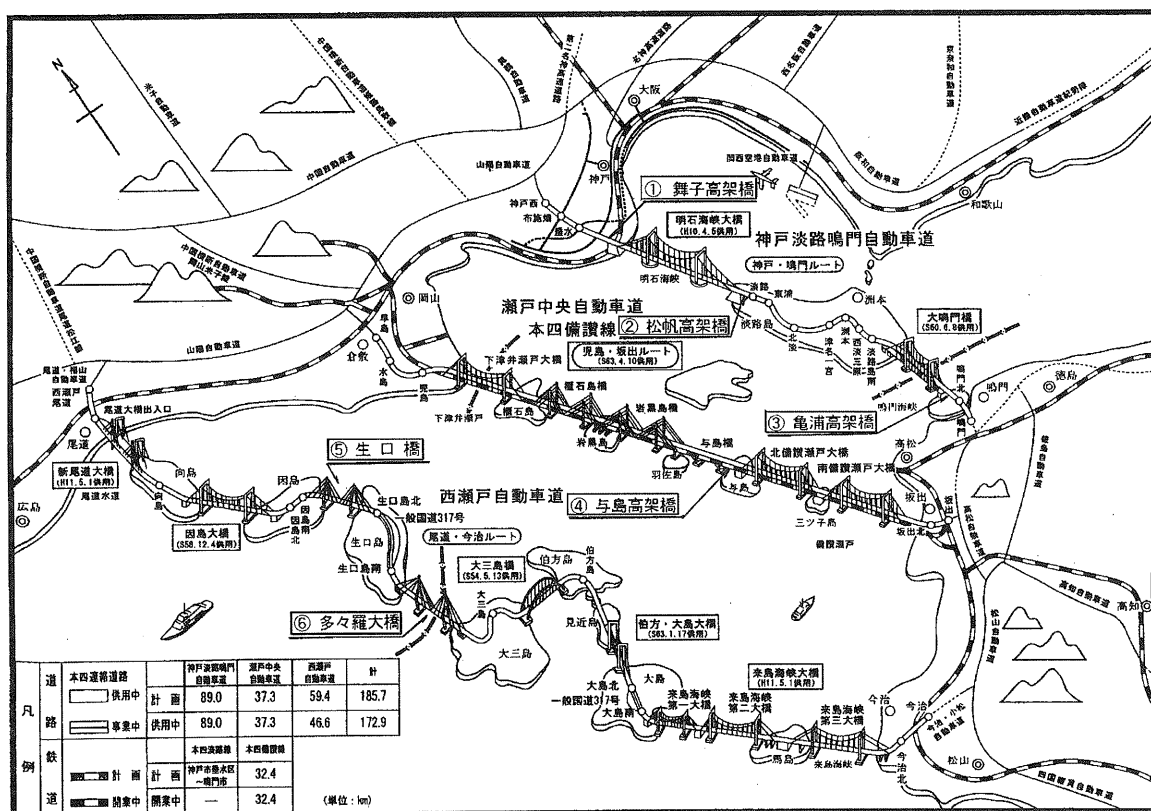
|           |     |          |         |
|-----------|-----|----------|---------|
| 本州四国連絡橋公団 | 保全部 | 橋梁保全課長   | 帆 足 博 明 |
| 本州四国連絡橋公団 | 保全部 | 道路保全課長代理 | 石 原 和 幸 |
| 本州四国連絡橋公団 | 保全部 | 橋梁保全課長代理 | 斉 藤 哲 男 |
| 本州四国連絡橋公団 | 保全部 | 橋梁保全課長代理 | 津 留 和 彦 |

### 1. 本四連絡橋の維持管理の基本方針

本州四国連絡橋（以下「本四連絡橋」という。）は、図－1に示すとおり本州と四国を3つのルートで直結する道路であり、関連地域の産業、生活、文化等の活動に大きく貢献するもので、海峡部橋梁においては特に代替えルートが無く、交通路としての常時性の確保を責務としている。

そして、この多額の費用を投じた貴重な社会資本を、長期に渡り良好な状態を保つため、適切に維持管理をしていく必要がある。

本四連絡橋は、建設後の時間経過が少なく、未だ大きな変状は生じていない状況にあり、大規模な補修補強は実施されていない。しかし、架橋地点が自然条件の厳しい海峡部に位置するため、構造物は塩分の影響を強く受ける恐れがある。



図－1 本州四国連絡橋と海峡部橋梁に接続するPC橋の位置図



このため、構造物の維持管理においては、点検、非破壊検査を含む調査、劣化予測、評価を行い、構造物の機能低下が生じる前に、または劣化の初期段階に補修すること（予防保全）により経済的に長寿命化を図ることを基本としている。

このような基本方針のもとに、本四連絡橋では、次の取り組みを実施している。

- ① 吊橋の主ケーブルに対しては、乾燥空気送気システムによる長寿命化
- ② 鋼構造物の塗装については、定期的な塗膜精密点検に基づく劣化予測および塗替え時期の判定
- ③ 吊橋のハンガーロープに対しては劣化予測のための非破壊検査の適用

参考資料：\*1) \*2) \*3) 参照

一方、海峡部長大橋に接続する取付高架橋は、コンクリート構造物がほとんどで、これらについても海峡部橋梁と一体となって道路としての機能を確保する必要があり、海峡部長大橋と同等の耐久性を持たせることを目標に維持管理に取り組んでいる。表－１は、本四連絡橋の鉄道単独部を除く全橋梁を対象に、供用年数と海岸からの距離を橋梁数で示したものである。

表－１ 供用年数と海岸からの距離

| 関連区間      | 供用開始<br>年度 | 供用年数<br>(年) | 海岸からの距離に対する橋梁数(橋)    |                                    |                   | 合計  |
|-----------|------------|-------------|----------------------|------------------------------------|-------------------|-----|
|           |            |             | $L \leq 100\text{m}$ | $100\text{m} < L \leq 500\text{m}$ | $500\text{m} < L$ |     |
| 神戸淡路鳴門道   |            |             | 13                   | 3                                  | 195               | 211 |
| 明石海峡大橋関連  | 1998       | 6           | 3                    | 3                                  | 97                | 103 |
| 大鳴門橋関連    | 1985       | 19          | 10                   | 0                                  | 98                | 108 |
| 瀬戸中央道     | 1988       | 16          | 21                   | 4                                  | 144               | 169 |
| 西瀬戸自動車道   |            |             | 22                   | 31                                 | 29                | 82  |
| 新尾道大橋関連   | 1999       | 5           | 1                    | 2                                  | 4                 | 7   |
| 因島大橋関連    | 1983       | 21          | 2                    | 2                                  | 9                 | 13  |
| 生口橋関連     | 1991       | 13          | 3                    | 2                                  | 0                 | 5   |
| 多々羅大橋関連   | 1999       | 5           | 2                    | 2                                  | 0                 | 4   |
| 大三島橋関連    | 1979       | 25          | 3                    | 15                                 | 7                 | 25  |
| 伯方島・大島橋関連 | 1988       | 16          | 2                    | 5                                  | 0                 | 7   |
| 来島海峡大橋関連  | 1999       | 5           | 9                    | 3                                  | 9                 | 21  |
| 計         |            |             | 56                   | 38                                 | 368               | 462 |

## 2. 海峡部長大橋梁に接続するPC橋

本四連絡橋には、多くのコンクリート構造物が建造されている。そのうち海峡部長大橋に接続する主なPC橋を図－１及び表－２に示す。

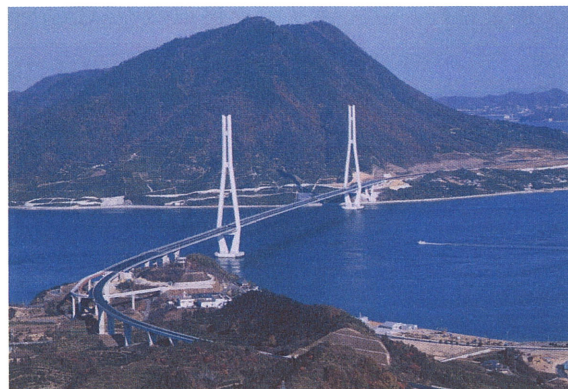
表－２ 海峡部橋梁に接続するPC橋

| 橋 梁 名<br>(型 式)                            | 橋 長、支 間 割<br>(幅 員)                                                 | 工 期               |
|-------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|-------------------|
| 舞子高架橋<br>(PC8径間連続箱桁ラーメン橋)                 | 橋長511.20m<br>53.9+2*54.5+2*65.0+70.0<br>+85.0+62.0m (13.75~25.50m) | H4. 3 ~ H9. 9     |
| 松帆高架橋<br>(PC4径間連続箱桁ラーメン橋)                 | 橋長300.00m<br>79.3+80.0+70.0+69.3m (13.75~<br>14.75m)               | H5. 9 ~ H9. 3     |
| 亀浦高架橋<br>(PC2径間連続箱桁+<br>2*PC3径間連続有ヒンジ箱桁橋) | 橋長593.35m<br>2*45.4+87.0+100.0+87.0<br>+65.0+95.0+65.0m (16.75m)   | S54. 12~S59. 3    |
| 与島高架橋<br>(PC4・7径間連続箱桁ラーメン橋)               | 橋長717.30m 4*62.5+23.0+7*62.5<br>(10.00m)                           | S58. 3 ~ S62. 7   |
| 生口橋<br>(3径間連続複合箱桁斜張橋)                     | 橋長790m<br>150.0+490.0+150.0m (7.00m)                               | S62. 3~H3. 12(供用) |
| 多々羅大橋<br>(3径間連続複合箱桁斜張橋)                   | 橋長1,480m<br>270.0+890.0+320.0m (7.00m)                             | H4. 11~H11. 5(供用) |





写真－１ 舞子高架橋



写真－２ 多々羅大橋

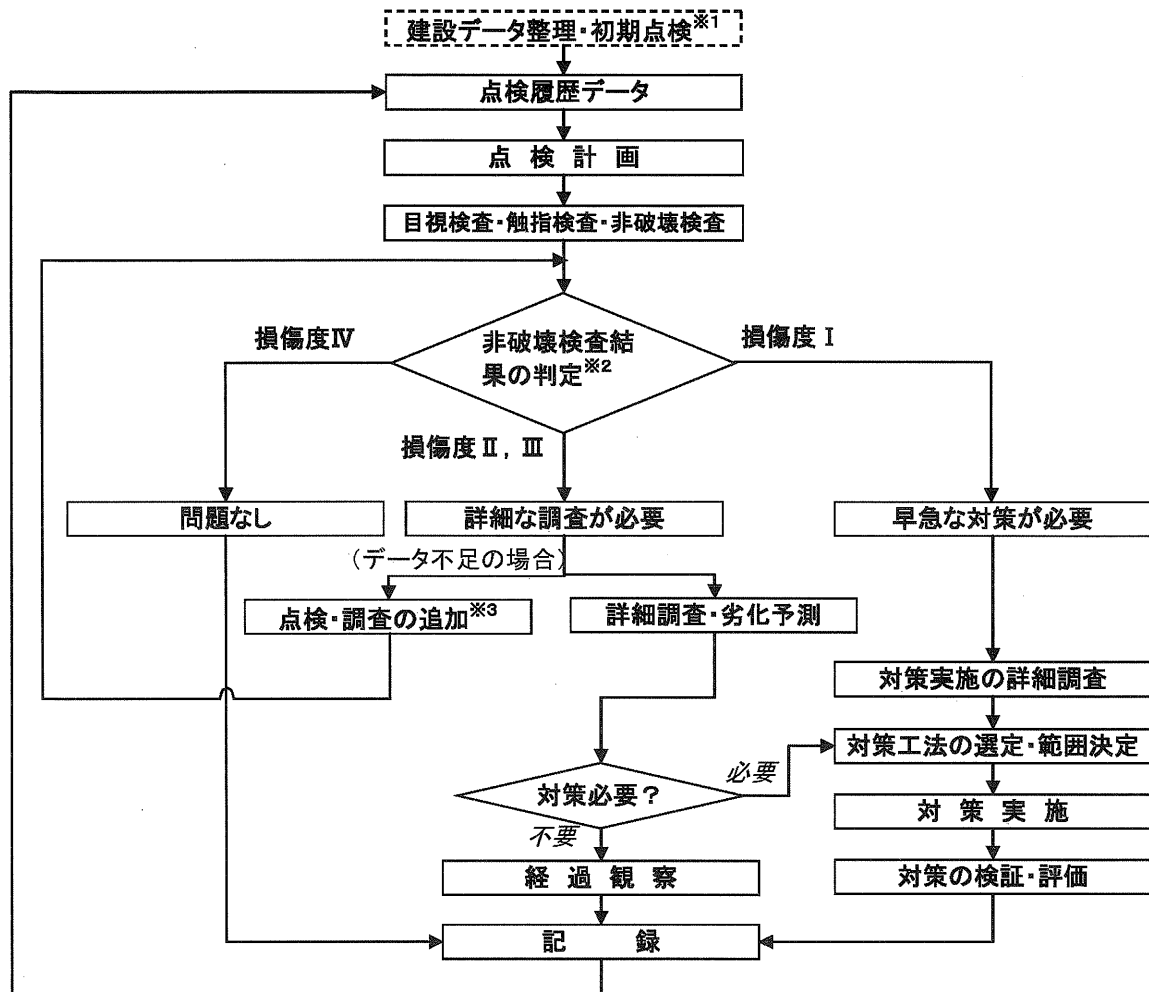
### 3. 点検等

本四連絡橋で実施している点検管理項目と頻度を表－３に示す。海峡部橋梁に接続するPC橋についての点検は、基本的には１回／２年の基本点検と１回／６ヶ月の巡回点検を実施している。巡回点検は、主に目視による点検を実施し変状の早期発見に努め、基本点検においては、作業車等を利用し接近した上で触指及び簡易な器具を用いた点検を行っている。さらには、基本点検予防保全を実施するために、「コンクリート構造物の非破壊検査マニュアル」を作成し、コンクリート構造物の非破壊検査を実施している。非破壊検査の頻度については、海峡部橋梁は、５年～１０年サイクルで実施することになっている。なお、本四連絡橋においては、陸上部橋梁も含め、非破壊検査を点検管理業務の中で実施しており、コンクリート構造物の長寿命化に積極的に取り組んでいる。

表－３ 点検管理の項目と頻度

| 点検項目           |      | 頻度       | 内容                                                                              |
|----------------|------|----------|---------------------------------------------------------------------------------|
| 初期点検           |      |          | 供用開始前又は完成後できるだけ早い時期に初期値を把握するために主に近接目視と打音により実施する。                                |
| 日常点検           | 本線内  | ４日／１週    | 構造物の異常や変状を把握するために、主に車上目視、車上感覚により実施する。                                           |
|                | 本線外  | １～３回／年   | 特に第三者影響度を考慮して、本線外から車上目視により実施する。                                                 |
| 海峡部<br>長大橋定期点検 | 巡回点検 | １回／１～６月  | 橋体にあらかじめ設置された管理用通路等を利用した目視による点検。                                                |
|                | 基本点検 | １回／１～２年  | 管理用通路および点検補修用作業車等により各部材にできるだけ接近し、目視・触指・打音および非破壊検査による橋体細部の変状を把握した上で、橋体の健全性を評価する。 |
|                | 精密点検 | １回／５・１０年 | 計器による高度な測定を主体に、橋体全体の健全性評価の資料を得る。                                                |
| 陸上部<br>定期点検    | A    | １回／１年    | 管理区間内の状況を全般的に把握するために、主に遠望目視により実施する。                                             |
|                | B    | １回／１～５年  | 構造物の健全度を把握し、機能面及び性能低下の原因となる変状を評価して補修の要否を判定する目的で実施する。主に近接目視、必要に応じ打音、非破壊検査による。    |
| 異常時点検          |      | 必要の都度    | 地震等により災害発生のおそれのある場合、又は災害が発生した場合に実施する。                                           |
| 臨時点検           |      | 必要の都度    | 日常点検・定期点検を補完するため必要に応じて実施する。                                                     |

PC橋を含め、コンクリート構造物の点検から対策の実施までの管理フローを図-2に示す。



※1.初期点検内容は、コンクリートの品質・施工誤差・外観および内在塩化物量等とする。

※2.非破壊検査結果の判定にあたっては、その値が構造物を代表する値かどうか検討する。  
また、劣化予測・評価も実施し、参考とする。

※3.データの異常等による再調査、点検業務で実施可能な追加調査が必要な場合。

図-2 コンクリート構造物の点検から対策までの流れ

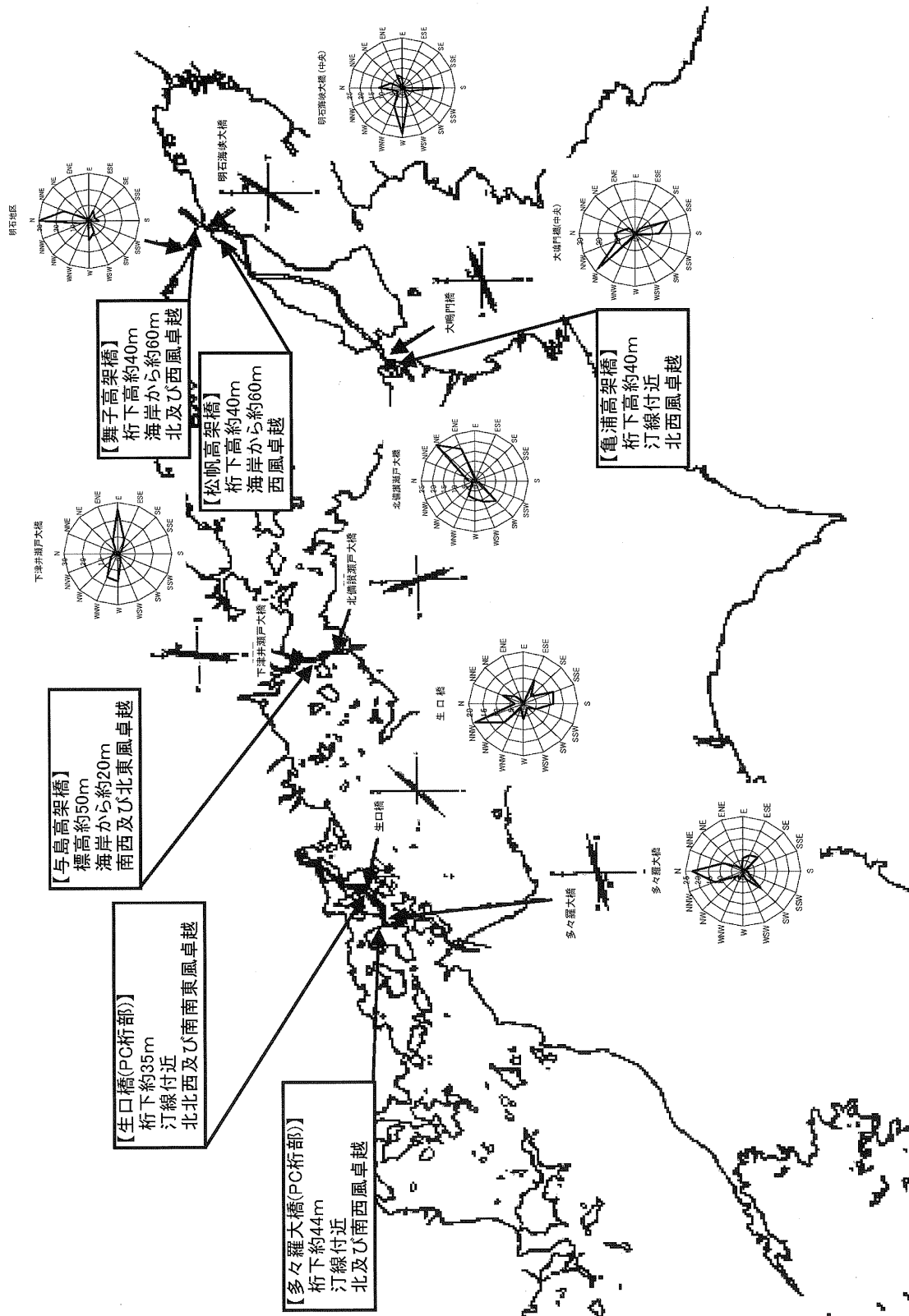
## 4. 本州四国連絡橋公団におけるPC構造物の劣化予測事例

### 4.1 調査計画

#### (1) 事前調査

事前調査として、検討対象橋梁の設計施工記録・定期点検記録などを整理した。また、PC構造物が置かれている環境すなわち風向・風速についても気象観測データなどから整理した。

橋梁位置・方位と年間風配図を整理したものを図-3に示す。



図一3 年間風配図と橋梁方位

## (2) 現地調査(調査項目、調査位置)

コンクリート構造物の寿命を左右する劣化要因は、中性化、塩害、凍害、化学的腐食、アルカリ骨材反応および疲労などがある。本四連絡橋の場合、置かれている自然環境および過去の調査結果から想定する劣化要因は、中性化と塩害とし、寿命予測に必要な鉄筋のかぶり、中性化深さおよび塩分量を調査の対象とした。

アルカリ骨材反応については、予防保全的な管理が困難なため日常の点検を確実にし、アルカリ骨材反応らしき兆候が発見された時点で詳細調査を行い、補修対策を検討することとし、調査の対象から除外した。

調査位置は、風向、雨水の影響の有無、海面からの高さなど現地状況を勘案の上決定した。なお、舞子高架橋および松帆高架橋については、桁への接近が容易でないため、直近の明石海峡大橋のアンカレイジの管理用駐車帯側壁(RC部)を代替的に調査することにした。また、多々羅大橋については、同じ「しまなみ海道」にある複合斜張橋で建設からの経過年数の長い生口橋を調査することで代表させることにした。

各橋梁における調査場所、調査項目を表-4に示す。

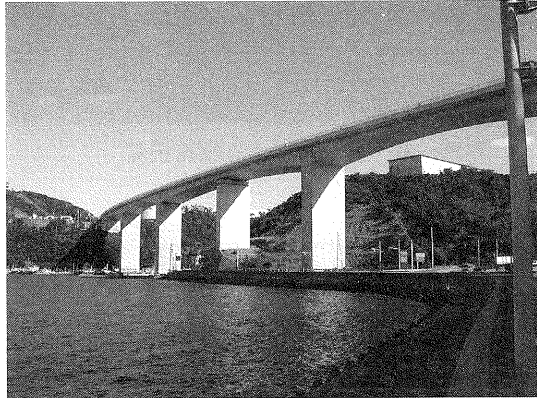
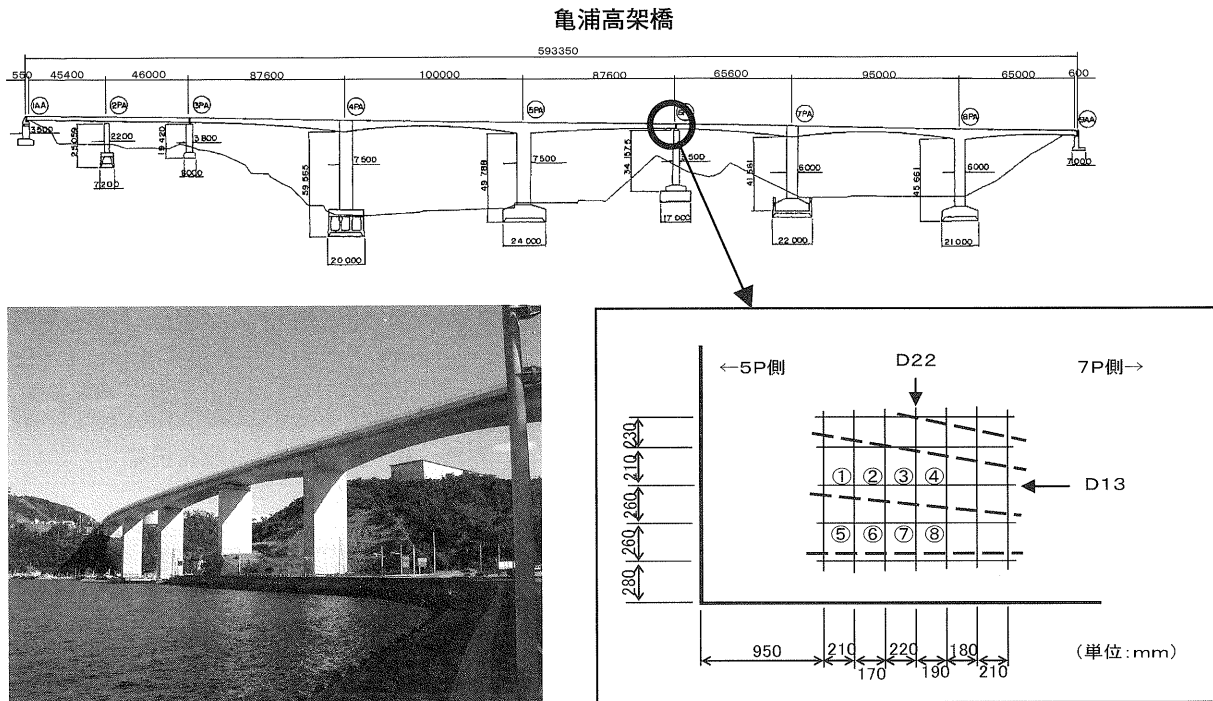
また、代表して亀浦高架橋の調査位置を図-4に示す。

表-4 調査項目、調査場所一覧

| 橋梁名                 | 調査場所     |    |              | 調査<br>時期 | 調 査 項 目 |     |     |          | 初期データ      |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        | 点検結果             |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|---------------------|----------|----|--------------|----------|---------|-----|-----|----------|------------|------|-------------------|------------|------------|--------------------|----------------|----------------|------------|------------------------|------------------|-----|----|------|-----|----|---------|-------------|------------------|------------------------|
|                     |          |    |              |          | かぶり     | 中性化 | 塩分量 | コア<br>採取 | 直径<br>(mm) | 打設時期 | 設計強度<br>(kgf/cm2) | セメント<br>種類 | W/C<br>(%) | 単位セメント量<br>(kg/m3) | 粗骨材最大径<br>(mm) | スランジ範囲<br>(cm) | 空気量<br>(%) | 設計かぶり<br>(mm)          |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
| 舞子高架橋               | —        |    |              | —        | —       | —   | —   | —        | —          | H8   | 400               | 早強         | 36.0       | 483                | 20             | 8±2.5          | 4.5±1.5    | 50                     | クラック<br>エフロレッセンス |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
| 【参 考】<br>明石 1 A 駐車帯 | 明石 1 A   | 西面 | 1 (山寄)       | H13      | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         | H8   | 240               | 高炉B        | 54.0       | 306                | 20             | 8              | 4.5±1.5    | 74.5                   | —                |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 2 (中央)       |          | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         |      |                   |            |            |                    |                |                |            | 76                     |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 3 (海寄)       |          | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         |      |                   |            |            |                    |                |                |            | 76                     |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          | 東面 | 1 (山寄)       | ○        | ○       | ○   | φ4  | 28       | 74.5       |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 2 (中央)       | ○        | ○       | ○   | φ4  | 28       | 76         |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 3 (海寄)       | ○        | ○       | ○   | φ4  | 28       | 76         |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     | 松帆高架橋    | —  |              |          | —       | —   | —   | —        | —          |      |                   |            |            |                    |                |                |            | H8                     |                  | 400 | 早強 | 41.0 | 447 | 20 | 8±2.5   | 4.5±1.5     | 50               | クラック<br>エフロレッセンス       |
| 【参 考】<br>明石 4 A 駐車帯 | 明石 4 A   | 西面 | 1 (山寄)       | H13      | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         | H8   | 240               | 高炉B        | 54.0       | 311                | 20             | 8              | 4.5±1.5    | 87.5                   | —                |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 2 (中央)       |          | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         |      |                   |            |            |                    |                |                |            | 89                     |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 3 (海寄)       |          | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         |      |                   |            |            |                    |                |                |            | 90.5                   |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          | 東面 | 1 (山寄)       | ○        | ○       | ○   | φ4  | 28       | 87.5       |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 2 (中央)       | ○        | ○       | ○   | φ4  | 28       | 89         |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 3 (海寄)       | ○        | ○       | ○   | φ4  | 28       | 90.5       |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
| 亀浦高架橋               | 6 P 桁    | 北面 | 上            | H13      | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         |      |                   |            |            |                    |                |                |            | S59                    |                  | 400 | 早強 | 40.8 | 400 | 25 | 3~8     | 4±1         | 縦筋: 50<br>横筋: 72 | クラック<br>エフロレッセンス<br>漏水 |
|                     |          |    | 下            |          | ○       | ○   | ○   | φ4       | 28         |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          | 下面 | I C 側<br>鳴門側 | H12      | ○       | ○   | ○   | φ2       | 20         |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
| 与島高架橋               | YB 5 P 桁 | 西面 | 上            | H13      | ○       | ○   | ○   | φ4       | 30         | S61  | 400               | 早強         | 41.2       | 400                | 25             | 8±1.5          | 4±1        | 38                     | エフロレッセンス         |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          |    | 下            |          | ○       | ○   | ○   | φ4       | 30         |      |                   |            |            |                    |                |                |            | 41                     |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     | BB 1 A 桁 | 東面 | H13          | ○        | ○       | ○   | φ4  | 30       | S62        |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          | 西面 |              | ○        | ○       | ○   | φ4  | 30       |            |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
| 生口橋 (P C 桁)         | 2 P 桁    | 東面 | H13          | ○        | ○       | ○   | φ4  | 30       | H2         | 400  | 早強                | 42.0       | 400        | 20                 | 7.5~9.5        | 3.5~<br>4.5    | 54.5       | クラック<br>エフロレッセンス<br>漏水 |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     |          | 西面 |              | ○        | ○       | ○   | φ4  | 30       |            |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |
|                     | 3 P 桁    | 東面 | H13          | ○        | ○       | ○   | φ4  | 30       |            |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        | H2               | 400 | 早強 | 42.0 | 400 | 20 | 7.5~9.5 | 3.5~<br>4.5 | 54.5             |                        |
|                     |          | 西面 |              | ○        | ○       | ○   | φ4  | 30       |            |      |                   |            |            |                    |                |                |            |                        |                  |     |    |      |     |    |         |             |                  |                        |

※「コア採取」欄の「φ4」とは、4箇所のドリルで削孔したコンクリート粉を利用した。

※初期データの内、コンクリートデータは設計配合および設計強度。



写真－3 亀浦高架橋

図－4 調査位置図(亀浦高架橋)

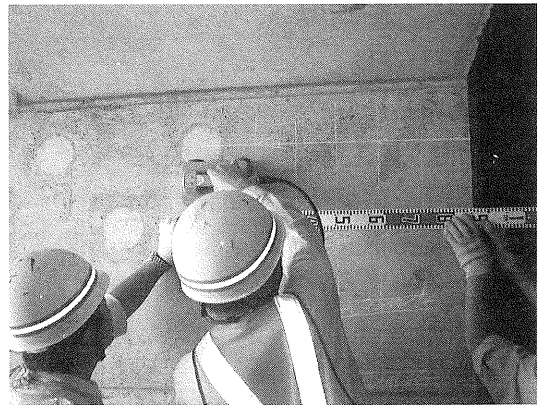
### (3) 調査方法

#### ①鉄筋のかぶり

調査ヶ所付近約1m四方の鉄筋のかぶりについて、写真－4、写真－5に示す電磁波反射法(RCレーダ)を用いて調査した。



写真－4 RCレーダー

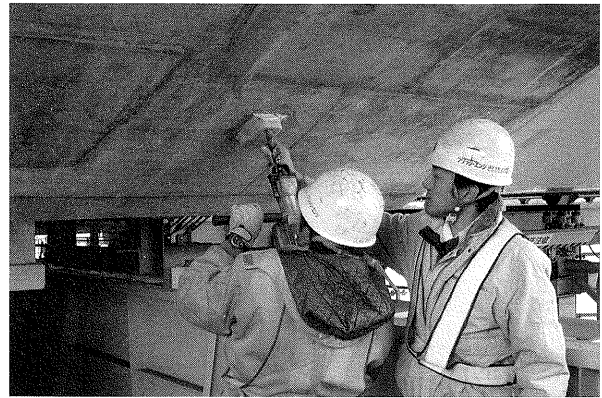


写真－5 RCレーダーによる鉄筋かぶり測定



## ②中性化深さ

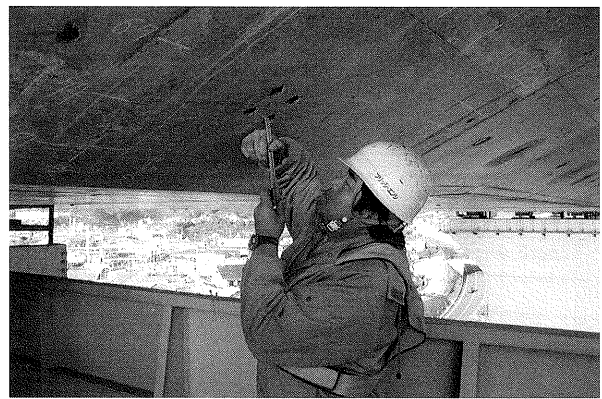
試料採取のために削孔したドリル孔（ $\phi 30$  mm程度）において、フェノールフタレイン法で調査した。ドリル孔を水洗いし、十分乾かした面にフェノールフタレイン溶液を吹き付け、中性化深さ（赤変した位置までの深さ）を定規もしくはノギスなどを用いて0.1mm単位まで測定した。測定点は、1ドリル孔につき上下左右の4点とし、削孔したドリル孔全てに対して計測した。削孔状況を写真－6、中性化深さの測定状況を写真－7に示す。



写真－6 ドリルによる削孔状況

## ③塩分量

ドリル削孔時に採取したコンクリート粉末試料を用いて、深さ20mmごとに全塩分量を深さ60mmまで測定した。塩化物イオン濃度の分析は、硬化コンクリート中に含まれる全塩分の簡易分析法<sup>1)</sup>（JCI—SC5）に基づいて、「電位差滴定法」により求めた。



写真－7 ドリル孔における中性化深さ測定

## 4.2 現地調査結果

### (1) 鉄筋かぶり

鉄筋かぶりについては全体的にバラツキが大きく、平均値は設計値に対しやや小さめであった。

### (2) 中性化深さ

中性化深さの調査結果を表－5に示す。調査の結果、中性化は、比較的進行しており、同じ橋梁においても調査場所によっては、かなりその値が異なっている。これは卓越風向や雨水の影響などで差が生じたものと考えられる。

### (3) 塩化物イオン濃度

塩化物イオン濃度の調査結果を表－6に示す。塩化物イオン濃度についても中性化同様、同じ橋梁においても床版側面と下面、同じ面でも上下で測定結果にバラツキが見られる。この原因についても卓越風向、雨水の影響を受けているものと考えられる。

表-5 中性化調査結果

| 橋梁名                              | 調査場所            |   | 調査<br>時期 | 設計かぶり<br>(mm) | 中性化深さ実測(mm) |      |     |     |      |
|----------------------------------|-----------------|---|----------|---------------|-------------|------|-----|-----|------|
|                                  |                 |   |          |               | 測点数         | 最大値  | 最小値 | 平均  | 標準偏差 |
| 亀浦高架橋                            | 6P上り線<br>(主桁側面) | 上 | H13      | 50.0          | 16          | 8.0  | 2.0 | 3.3 | 1.9  |
|                                  |                 | 下 |          |               | 16          | 8.0  | 2.0 | 3.9 | 1.5  |
|                                  | 6P桁下面(IC側)      |   | H12      | 40.0          | 1           | —    | —   | 7.5 | —    |
|                                  | 6P桁下面(鳴門側)      |   |          | 40.0          | 1           | —    | —   | 7.2 | —    |
| 与島高架橋                            | YB4P桁西上         |   | H13      | 38.0          | 4           | 5.0  | 3.0 | 3.8 | 0.8  |
|                                  | YB4P桁西下         |   |          |               | 4           | 5.0  | 3.0 | 3.5 | 0.9  |
|                                  | BB1A桁東          |   |          | 41.0          | 4           | 0.0  | 0.0 | 0.0 | —    |
|                                  | BB1A桁西          |   |          | 41.0          | 4           | 0.0  | 0.0 | 0.0 | —    |
| 生口橋(PC桁部)                        | 2P桁西面           |   | H13      | 54.5          | 16          | 2.3  | 1.5 | 1.7 | 0.3  |
|                                  | 2P桁東面           |   | H13      | 54.5          | 16          | 2.7  | 1.2 | 2.0 | 0.4  |
|                                  | 3P桁西面           |   | H13      | 54.5          | 16          | 3.2  | 1.0 | 2.2 | 0.7  |
|                                  | 3P桁東面           |   | H13      | 54.5          | 16          | 3.9  | 0.0 | 2.1 | 1.4  |
| (参考:RC構造物)<br>明石1A駐車帯<br>(舞子高架橋) | 明石1A西(山)        |   | H13      | 74.5          | 32          | 7.4  | 4.6 | 5.8 | 0.8  |
|                                  | 明石1A西(中)        |   |          | 76.0          | 32          | 8.7  | 3.6 | 5.9 | 1.2  |
|                                  | 明石1A西(海)        |   |          | 76.0          | 32          | 9.3  | 3.7 | 5.6 | 1.3  |
|                                  | 明石1A東(山)        |   | H13      | 74.5          | 32          | 9.5  | 3.9 | 6.6 | 1.3  |
|                                  | 明石1A東(中)        |   |          | 76.0          | 32          | 9.1  | 3.1 | 7.2 | 1.3  |
|                                  | 明石1A東(海)        |   |          | 76.0          | 32          | 12.6 | 4.0 | 8.1 | 2.2  |
| (参考:RC構造物)<br>明石4A駐車帯<br>(松帆高架橋) | 明石4A西(山)        |   | H13      | 87.5          | 32          | 7.4  | 3.8 | 5.9 | 0.9  |
|                                  | 明石4A西(中)        |   |          | 89.0          | 32          | 7.3  | 3.7 | 5.3 | 0.9  |
|                                  | 明石4A西(海)        |   |          | 90.5          | 32          | 7.2  | 3.8 | 5.4 | 0.9  |
|                                  | 明石4A東(山)        |   | H13      | 87.5          | 32          | 10.6 | 4.4 | 7.8 | 1.4  |
|                                  | 明石4A東(中)        |   |          | 89.0          | 32          | 8.6  | 3.5 | 5.0 | 1.0  |
|                                  | 明石4A東(海)        |   |          | 90.5          | 32          | 8.4  | 4.1 | 5.5 | 1.1  |

表-6 塩化物イオン濃度調査結果

| 橋梁名                              | 調査場所            |      | 調査<br>時期 | 設計かぶり<br>(mm) | 塩化物イオン含有量(kg/m <sup>3</sup> ) |         |         |         |      |
|----------------------------------|-----------------|------|----------|---------------|-------------------------------|---------|---------|---------|------|
|                                  |                 |      |          |               | 0～20mm                        | 20～40mm | 40～60mm | 60～80mm |      |
| 亀浦高架橋                            | 6P上り線<br>(主桁側面) | 上    | H13      | 74.5          | 平均                            | 0.707   | 0.116   | 0.052   | —    |
|                                  |                 |      |          |               | 標準偏差                          | 0.226   | 0.033   | 0.010   | —    |
|                                  |                 | 下    | 74.5     | 平均            | 0.916                         | 0.261   | 0.058   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.256                         | 0.041   | 0.026   | —       |      |
|                                  | 6P桁下(IC側)       |      | H12      | 40.0          | 平均                            | 0.67    | 0.09    | 0.07    | 0.07 |
| 6P桁下(鳴門側)                        |                 | 40.0 |          | 標準偏差          | 0.58                          | 0.09    | 0.05    | 0.14    |      |
| 与島高架橋                            | YB4P桁西上         | H13  | 74.5     | 平均            | 1.018                         | 0.250   | 0.270   | —       |      |
|                                  | 標準偏差            |      |          | 0.239         | 0.031                         | 0.117   | —       |         |      |
|                                  | YB4P桁西下         | 74.5 | 平均       | 1.098         | 0.263                         | 0.223   | —       |         |      |
|                                  |                 |      | 標準偏差     | 0.180         | 0.054                         | 0.026   | —       |         |      |
|                                  | BB1A桁東          | H13  | 74.5     | 平均            | 0.590                         | 0.223   | 0.238   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.010                         | 0.026   | 0.013   | —       |      |
| BB1A桁西                           | H13             | 74.5 | 平均       | 0.725         | 0.278                         | 0.220   | —       |         |      |
|                                  |                 |      | 標準偏差     | 0.017         | 0.051                         | 0.037   | —       |         |      |
| 生口橋<br>(PC桁部)                    | 2P桁西面           | H13  | 74.5     | 平均            | 0.383                         | 0.004   | 0.005   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.043                         | 0.003   | 0.003   | —       |      |
|                                  | 2P桁東面           | H13  | 74.5     | 平均            | 0.402                         | 0.005   | 0.004   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.009                         | 0.000   | 0.000   | —       |      |
|                                  | 3P桁西面           | H13  | 74.5     | 平均            | 0.265                         | 0.006   | 0.006   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.134                         | 0.001   | 0.001   | —       |      |
| 3P桁東面                            | H13             | 74.5 | 平均       | 0.018         | 0.005                         | 0.005   | —       |         |      |
|                                  |                 |      | 標準偏差     | 0.006         | 0.001                         | 0.003   | —       |         |      |
| (参考:RC構造物)<br>明石1A駐車帯<br>(舞子高架橋) | 明石1A西(山)        | H13  | 74.5     | 平均            | 0.406                         | 0.085   | 0.068   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.073                         | 0.019   | 0.000   | —       |      |
|                                  | 明石1A西(中)        |      | 76.0     | 平均            | 0.378                         | 0.090   | 0.051   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.074                         | 0.016   | 0.010   | —       |      |
|                                  | 明石1A西(海)        |      | 76.0     | 平均            | 0.400                         | 0.158   | 0.057   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.065                         | 0.097   | 0.012   | —       |      |
|                                  | 明石1A東(山)        |      | 74.5     | 平均            | 0.434                         | 0.119   | 0.045   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.040                         | 0.010   | 0.000   | —       |      |
|                                  | 明石1A東(中)        |      | 76.0     | 平均            | 0.248                         | 0.124   | 0.057   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.092                         | 0.034   | 0.012   | —       |      |
|                                  | 明石1A東(海)        |      | 76.0     | 平均            | 0.395                         | 0.180   | 0.051   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.112                         | 0.016   | 0.010   | —       |      |
| (参考:RC構造物)<br>明石4A駐車帯<br>(松帆高架橋) | 明石4A西(山)        | H13  | 87.5     | 平均            | 0.427                         | 0.360   | 0.247   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.048                         | 0.032   | 0.028   | —       |      |
|                                  | 明石4A西(中)        |      | 89.0     | 平均            | 0.337                         | 0.332   | 0.281   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.042                         | 0.019   | 0.025   | —       |      |
|                                  | 明石4A西(海)        |      | 90.5     | 平均            | 0.360                         | 0.236   | 0.208   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.016                         | 0.025   | 0.019   | —       |      |
|                                  | 明石4A東(山)        |      | 87.5     | 平均            | 0.332                         | 0.422   | 0.270   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.142                         | 0.058   | 0.000   | —       |      |
|                                  | 明石4A東(中)        |      | 89.0     | 平均            | 0.416                         | 0.281   | 0.231   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.034                         | 0.025   | 0.025   | —       |      |
|                                  | 明石4A東(海)        |      | 90.5     | 平均            | 0.236                         | 0.152   | 0.152   | —       |      |
|                                  |                 |      |          | 標準偏差          | 0.019                         | 0.019   | 0.019   | —       |      |

## 4.3 劣化予測および評価・判定

### (1) 予測方法

劣化の予測にあたっては、「コンクリート標準示方書[維持管理編]」（以下「標準示方書」<sup>2)</sup> という）に従い以下のとおりとした。

#### ①中性化

- ・予測期間：建設後200年
- ・予測式： $\sqrt{t}$  則
- ・中性化残り：25mm

#### ②塩害

- ・予測期間：建設後200年
- ・予測式：塩化物イオン濃度の浸透予測はフィック（Fick）の拡散方程式（1）による

$$C(x,t) = C_0 (1 - \operatorname{erf}(x / 2\sqrt{D \cdot t})) \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$C(x,t)$  : 深さ $x$  (cm)、時刻 $t$  (年)における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$C_0$  : 表面における塩化物イオン濃度

$\operatorname{Erf}$  : 誤差関数

$X$  : コンクリート表面からの深さ (cm)

$D$  : 塩化物イオンの見かけの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )

$T$  : 構造物完成時からの時刻 (年)

- ・腐食限界：鉄筋位置における塩化物イオン濃度が $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ に達するとき
- ・表面塩化物イオン濃度：標準示方書<sup>3)</sup> および建設省土木研究所提案式<sup>4)</sup> から求まる数値

表面塩化物イオン濃度を上述のように設定したのは、本四連絡橋が未だ建設からの経過年数が短いため、現地調査で得られた値が一定値になっていないことが想定されたことによる。

また、初期含有塩化物イオン濃度がフィックの拡散方程式の $C_0$ および $D$ に影響を与える可能性があるため、初期塩化物イオン濃度を除いた検討も合わせて実施した。なお、 $C_0$ および $D$ にはバラツキ（標準偏差）を考慮し、予測値には幅を持たせた。

## (2) 予測結果

### ①中性化

中性化の予測結果の一部を図－5に示す。

中性化深さを縦軸に、経過年数を横軸にとりバラツキを考慮して、予測した中性化深さをそれぞれ平均、平均 $\pm\sigma$ で表示した。

予測結果から、亀浦高架橋、与島高架橋については、目標耐用年数以内に腐食限界に達する結果となった。

### ②塩化物イオン濃度

塩化物イオン濃度の浸透予測結果の一部を図－6に示す。

塩化物イオン濃度についても中性化同様にデータのバラツキを考慮し、範囲を持たせて整理した。

腐食限界は、鉄筋位置における塩化物イオン濃度が $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ に達した時点としたが、今回の調査結果からの予測においては目標耐用年数以内に腐食限界に達する橋梁はなかった。

初期含有塩化物イオン濃度として測定値のうちの最小値を差し引き、 $C_0$ および $D$ を算出した場合と、初期塩化物イオン濃度を考慮しない場合とを比較した。その結果、初期含有塩化物イオン濃度を考慮した場合の方が、 $C_0$ は大きくなり、 $D$ は小さくなる結果となった。これにより、鉄筋位置における塩化物イオン濃度は大きくなり、腐食限界到達時期は早くなる結果となった。しかし、与島高架橋（YB5P桁西面）を除いて、 $C_0$ の平均値は標準示方書<sup>3)</sup>に示される値と同等もしくはそれ以下であり、標準示方書<sup>3)</sup>に示される値を用いて予測を行った場合より鉄筋位置での塩化物イオン濃度は小さくなる。なお、 $C_0$ が逆に大きくなった与島高架橋（YB5P桁西面）についても、腐食限界に達するのは目標耐用年数以降になるという結果となった。

初期含有塩化物イオン濃度を考慮した場合としない場合の予測結果を代表例として図－7に示す。

### ③予測結果の評価

予測結果から、現時点における舞子高架橋・松帆高架橋については対策を講じる必要はなく、また、亀浦高架橋・与島高架橋および生口橋についても塩害については現状で対策を講じる必要はないが、中性化の恐れはあることが分かった。

以上のことから塩害については、全ての検討対象橋梁において現時点では対策を講じる必要はないと判断した。

また、中性化については、設定した目標耐用年数以内に中性化が腐食限界値に達する橋梁もあるが、

- 1) 現在標準示方書等で中性化の規定があるが、この規定が厳しすぎるという見解もあり、今後、見直される可能性があること。
- 2) 現時点で中性化による劣化は認められないこと。
- 3) 塩化物イオン濃度の拡散は表面被覆等の対策後も継続すると考えられるが、中性化の場合には対策後には進行がほぼ抑止できると考えられること。

などから早急に対策を講じる必要はないと判断した。

なお、長寿命化の検討対象としたPC橋について、今後も以下のような調査を実施し、予測精度の向上を図るとともに目標耐用年数を確保するための一手段とすることにした。



- ・ 5年後に亀浦高架橋（もしくは与島高架橋）において1ヶ所（ドリル4本）の中性化深さおよび塩分量の調査を実施し、調査時の劣化状況と以降の劣化予測を行う。
- ・ 今回調査と5年後（平成18年度）の調査結果とを比較し、変化の程度が小さい場合はさらに5年後（平成23年度）に残りの各橋梁において同様の調査および劣化予測を行う。
- ・ 変化の程度が大きい場合は直ちに各橋梁での調査、劣化予測を行う。
- ・ 以上を「海峡部PC橋の調査要領（案）」としてとりまとめ、維持管理担当への引継の徹底を図ることとした。なお、調査方法、劣化予測は実施時における最新の知見によるものとした。

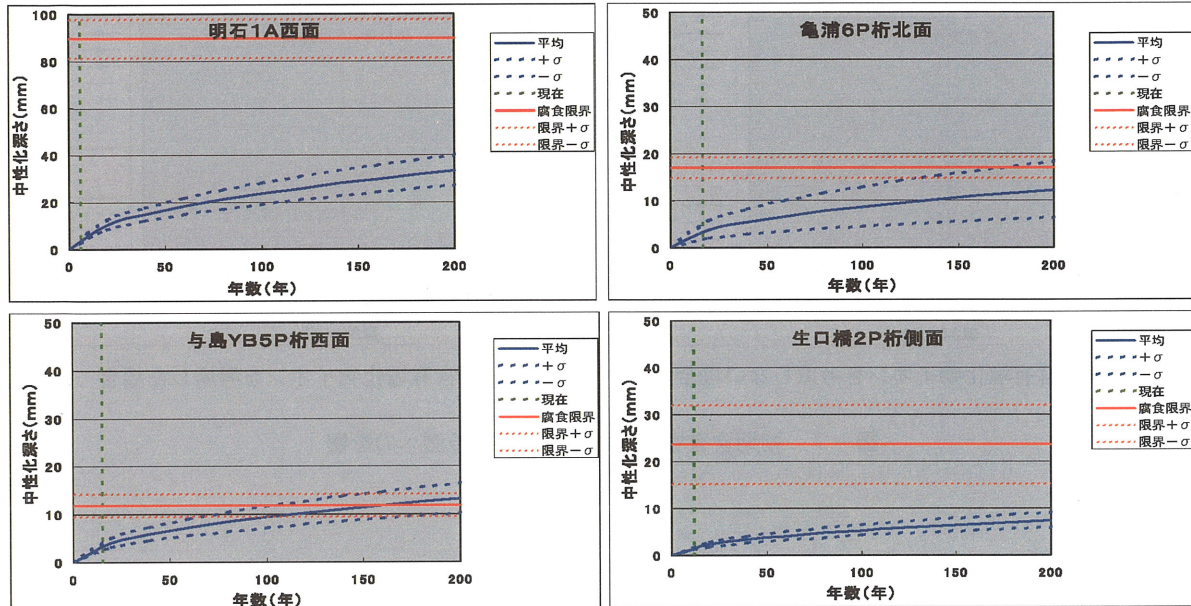


図-5 中性化予測結果

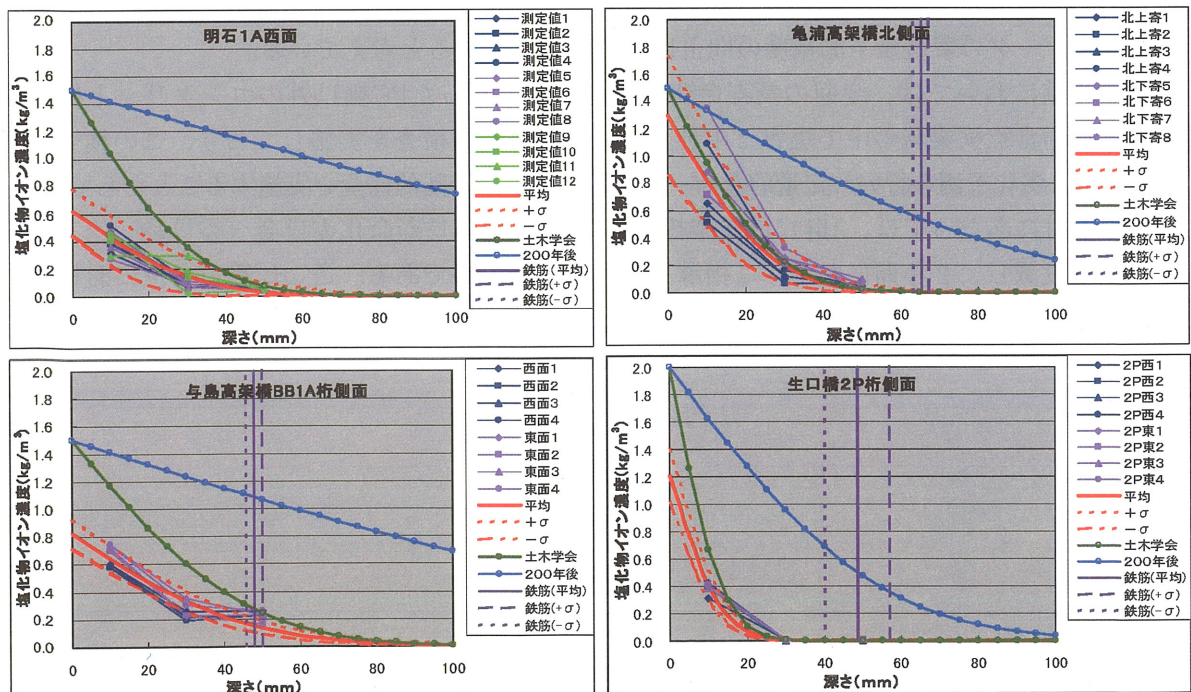
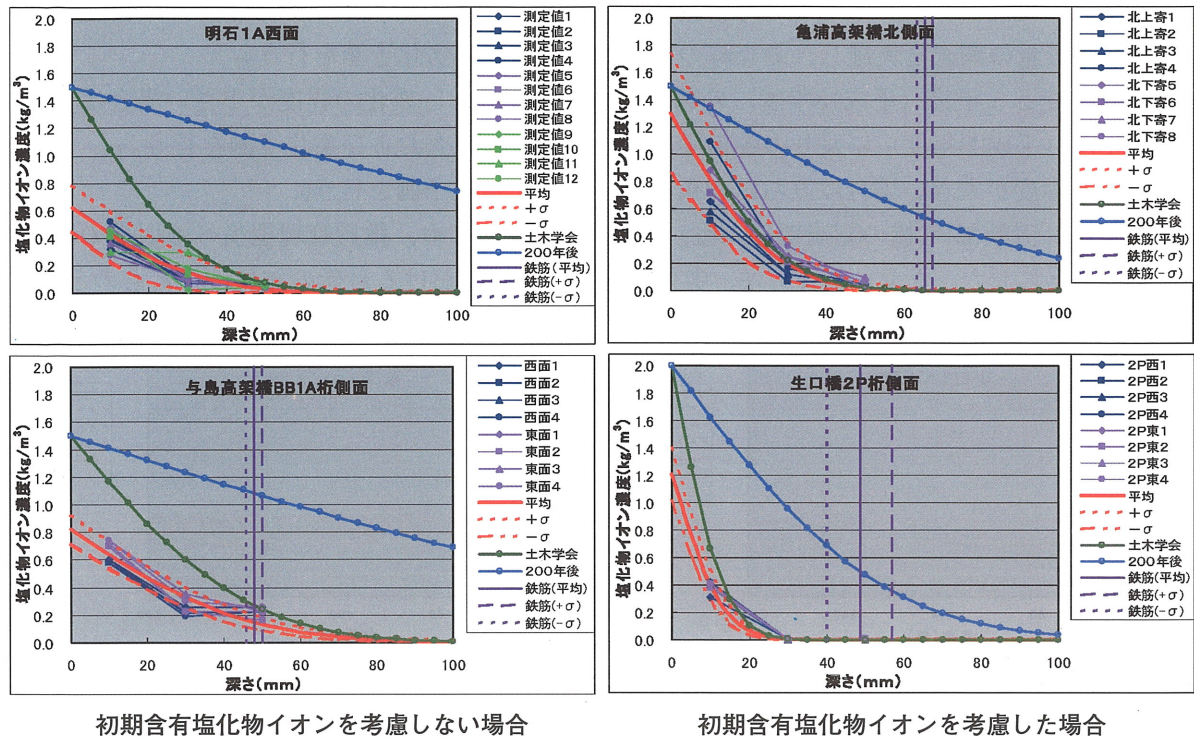


図-6 塩化イオンの浸透予測結果





図ー7 初期含有塩化物イオンの劣化予測への影響

#### 4.4 まとめ

今回の検討により、本四連絡橋の海峡部鋼長大橋に接続するPC構造物の塩害、中性化に着目した劣化の現況、目標耐用年数までの劣化予測の把握、およびデータの整理方法を含めた長寿命化のための管理方針を得ることができた。

今後は、データの蓄積と予測精度の向上に努める必要があると考えている。

本四連絡橋においては、今回の長寿命化の検討対象となったPC橋以外のコンクリート構造物についても通常点検業務の中で塩害と中性化について非破壊検査を実施しており、この検査結果により現況と劣化予測を行い、定量的なデータをもとにした予防的保全を実施することとしている。

今回の検討にあたっては、(財) 海洋架橋調査会にPC橋の長寿命化委員会(委員長 辻 群馬大教授)を設置し、2年間にわたりご指導をいただいたものである。ここに委員各位にお礼と感謝の意を表したい。

## 参考文献

- 1) コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに基準(案)  
社団法人 日本コンクリート工学協会
- 2) 2001制定 コンクリート標準示方書[維持管理編] 土木学会
- 3) 2002制定 コンクリート標準示方書[施工編] 土木学会
- 4) ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書(Ⅱ)ーコンクリート道路橋  
の必要かぶりに関する検討ー 平成12年12月 建設省 土木研究所  
材料施工部コンクリート研究室  
構造橋梁部橋梁研究室  
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

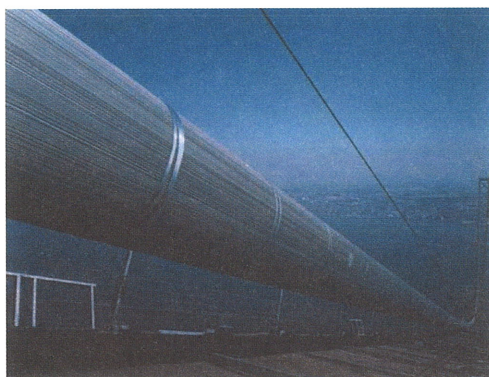
## 参考資料－本州四国連絡橋公団の予防保全の取り組み－

### ＊1) 吊橋ケーブルの防食管理

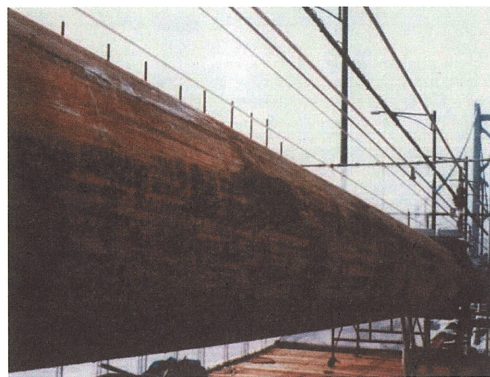
吊橋の主ケーブルは吊橋を構成する部材中で最も重要なものの1つである。

本州四国連絡橋（以下「本四連絡橋」という）の初期の吊橋（因島大橋から瀬戸大橋）でのケーブル防錆法は、亜鉛メッキ鋼線を密実に収束（スキージング）し、表面に防錆剤（鉛丹、高分子系防錆ペーストなど）を塗布した後、ラッピングワイヤで保護して表面に塗装する従来の欧米での手法を踏襲した。しかし、明石海峡大橋主ケーブル防錆法の検討にあたって、国内の既設吊橋の主ケーブルを解放調査した結果、主ケーブルを構成している線材（ピアノ線）の表面に錆の発生が確認された。これは湿度が高く、温度変化の大きい我が国の気象条件下では、従来のケーブル防錆方法では、十分な効果が期待できないことを示すものであった。

本州四国連絡橋公団（以下「本四公団」という）では主ケーブルの防錆方法を見直し、ケーブル内部を乾燥させて錆の発生原因自体を取り除く抜本的対策として、送気乾燥システムを開発した。本工法は、腐食発生限界湿度（60%）に対して、安全側の管理目標値（40%）を設定し、本四連絡橋の全ての吊橋に導入されている。ただし、既設の吊橋については、乾燥空気の送気に先立ってケーブルを気密化する対策が必要となる。

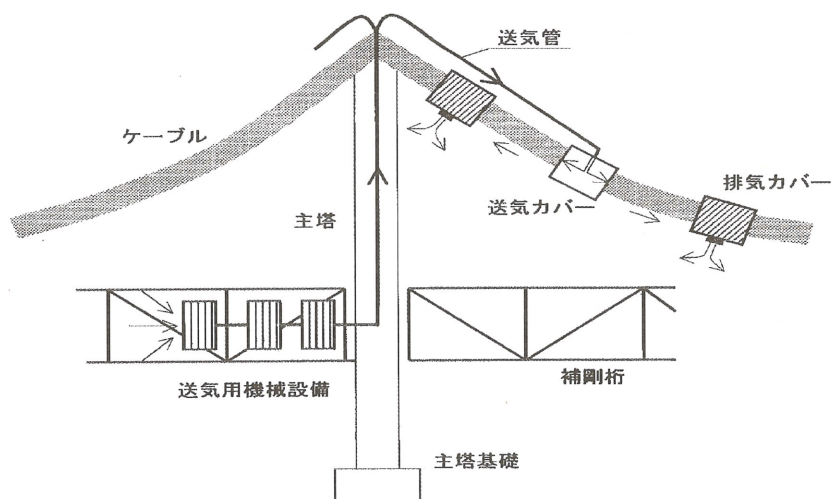


建設直後のケーブル

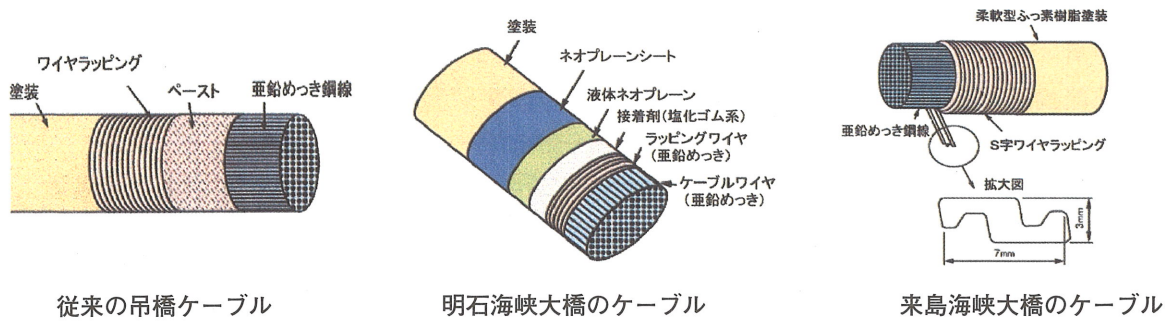


腐食が確認されたケーブル

写真－1 吊橋ケーブルの腐食状況



図－1 吊橋ケーブルの送気乾燥システムによる防食の概要図



図ー2 ケーブル気密化方法の概要



## \*2) 塗装管理

### ・基本方針

本四連絡橋は、その置かれている環境が塩害を受けやすい非常に厳しい環境下にあることから、その塗装には重防食塗装系が採用されている。

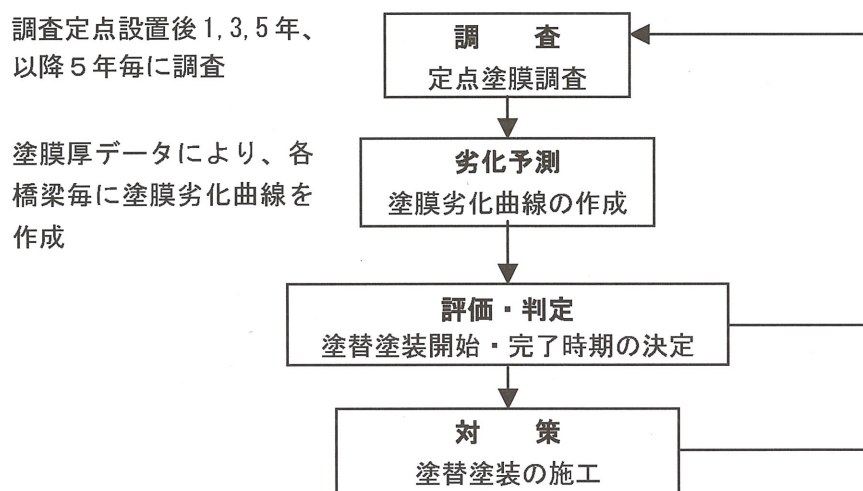
重防食塗装系の塗替塗装の基本的な考え方は、下地の無機ジンクリッチペイントが現場施工ではブラストや品質管理が難しくコストもかかることから、無機ジンクリッチペイント及びそれを保護するための下塗り塗膜を長期に健全に保つこととし、上塗りと中塗りのみを塗り替えることを基本としている。

### ・塗膜の評価と塗替期間着手時期の決定

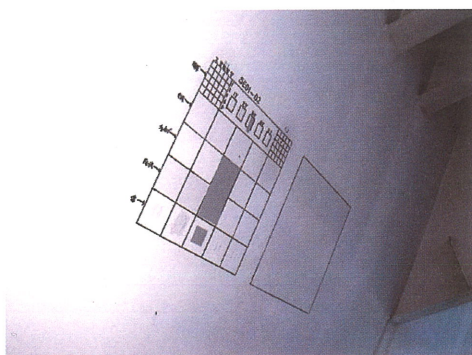
塗替の管理は、以下により実施している。

- ① 塗膜の劣化状況の定量的データの収集
- ② 調査結果に基づいた劣化予測（塗膜劣化曲線による）
- ③ 基本方針に基づき塗替完了時期の決定
- ④ 予算等に配慮し、塗替期間を決定し着手時期を決める。

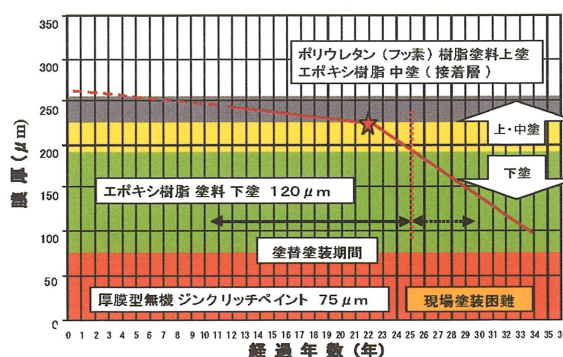
したがって、管理フローは図－1のとおりとなる。



図－1 塗り替え塗装管理フロー



写真－1 定点塗膜調査



図－2 塗膜劣化曲線

### \*3) ハンガーロープの非破壊検査

吊橋のハンガーロープは、補剛桁を吊り下げる重要な部材であり、鋼より線（CFRC）が用いられている。このハンガーロープは取り替えが可能な部材であるが、LCCの観点からみて適切な長寿命化対策と的確な健全度評価により、出来るだけ長期間使用することが重要である。

本四連絡橋ではこの課題に取り組むため、まず、ハンガーロープの健全度を評価する手法を開発し、この成果と開発過程で得られた内部腐食の特徴など新たな知見を踏まえ、次のような課題を設定し、「合理的な管理手法」の確立を目指している。

#### ・内部腐食量を定量的に把握できる非破壊検査方法

全磁束法による非破壊検査手法を確立後、連続検査方法も開発済である。

全磁束法とは図-1に示すように、断面積と磁束の間に比例関係があるという原理を利用したもので、磁束を測定することによりワイヤロープの腐食による断面の減少を定量的に評価することが可能となる。全磁束法によるロープの非破壊検査状況を写真-1に示す。

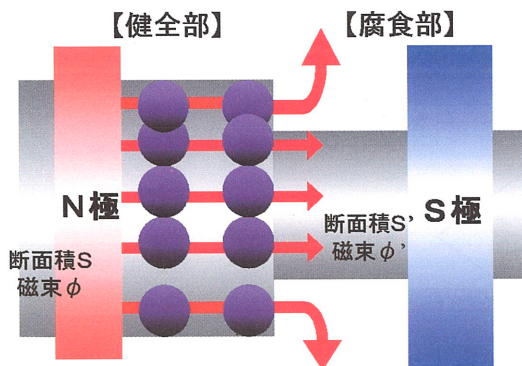


写真-1 全磁束法全景

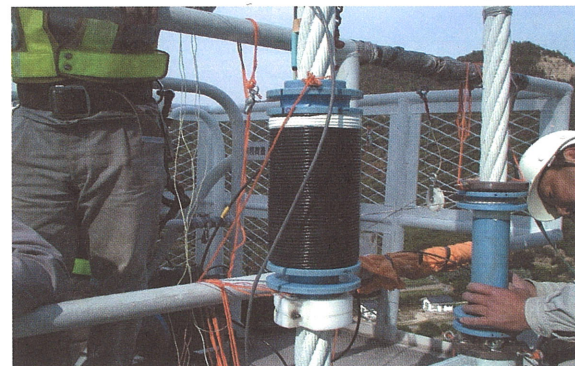


図-1 全磁束法原理図

#### ・腐食量とロープ強度の関係

鋼より線ロープでは、腐食による断面減少率に比べ強度低下率が大きいことが指摘されている。このため、ハンガーロープと同じ形式（CFRC）のロープで腐食量と強度低下の関係を試験により把握した。大鳴門橋での試験結果と形式の異なるロープでの試験結果を図-2に示す。

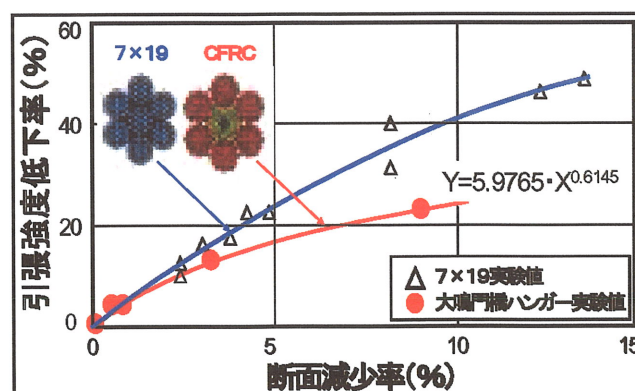


図-2 腐食による断面減少率と強度低下

- ・ロープの健全度評価のための使用限界の設定

ロープの取り替え時期を適切に判定するため、必要最小安全率について検討中である。

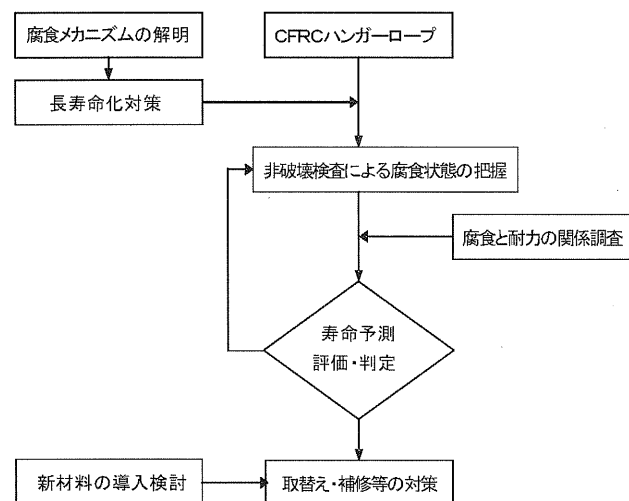
- ・腐食メカニズムの解明と長寿命化対策

ハンガーロープ内部の腐食対策を確立するため各種試験を実施中である。

- ・補修・取り替え方法と必要な設備

合理的な取り換え方法及び張力解放設備について検討中である。

膨大な量を有する本四連絡橋の吊橋ハンガーロープに関して、合理的な管理手法の確立を目指しており、その管理フローは図－3のとおりである。



図－3 ハンガーロープの管理フロー

## PC技術と新素材

大阪工業大学教授・本協会理事

小 林 和 夫

### 1. はじめに

近年、諸構造物に要求される性能が非常に多様化するとともに高度化し、加えてコスト縮減の要請が高まっている。これらの要請から、構造の合理化を目指して新しい材料の研究開発が進められ、プレストレストコンクリート（PC）構造は新たな展開が図られている。

このような状況を踏まえ、fib コンgress 2002：セッション7「新材料の開発」の内容をみると、高性能コンクリート、超高強度コンクリート、軽量コンクリート、繊維補強コンクリート、PC鋼材の防食技術とエポキシ樹脂被覆PC鋼より線やプレグラウトPC鋼材などの防食鋼材、高強度や超太径のPC鋼より線、PCグラウトなど、非常に多岐にわたっている。

これらの新しい高性能材料はPCの今後の発展のうえから欠かせない材料であり、本稿ではこれらを広い意味での新素材と考え、最近の動向と今後の課題や期待などについて述べる。

### 2. 高強度・超高強度コンクリート

PC構造は、その構造的特徴から、RC構造に比べ高強度のコンクリートが使用されてきた。それでも、一般には設計基準強度は $60\text{ N/mm}^2$ 程度までであったが、わが国では1980年代から $60\sim 80\text{ N/mm}^2$ が高強度コンクリートと位置付けられ、次第に $100\text{ N/mm}^2$ 程度まで拡張されるようになった。海外、たとえば、米国では1980年代から $76\sim 97\text{ N/mm}^2$ を高強度、ノルウエー規準NS3473では $100\text{ N/mm}^2$ まで規定化し、 $60\text{ N/mm}^2$ 以上を高強度コンクリートとして扱っている。これらから、現状では一応 $60\sim 100\text{ N/mm}^2$ 程度を高強度、それ以上は超高強度コンクリートとみなせよう。

#### 2.1 高強度コンクリート

設計基準強度が $60\text{ N/mm}^2$ 以上の高強度コンクリートは、構造的な面や耐久性の面などで使用のメリットは大きいと考えられるが、わが国では実績が少なかった。PCの適用分野で大きな割合を占める道路橋では、平成8年の道路橋示方書に設計基準強度として現場打ちで $60\text{ N/mm}^2$ 、工場製品で $80\text{ N/mm}^2$ まで取り入れられ、本格的な実用化が始まった。設計基準強度が $60\text{ N/mm}^2$ 以上の高強度コンクリートを適用したわが国の最近の主なPC道路橋を表-1<sup>1)</sup>に示す。

設計基準強度が $60\text{ N/mm}^2$ 程度のものに関しては、特にプレキャストセグメント工法や押出し工法などのPC橋で優位性が認められている。PCではないが、長支間アーチ橋で断面縮小を目的として、アーチリブにこのクラスの高強度コンクリートを用いた例もある。Chateaubrian（ $60\text{ N/mm}^2$ ）、万県長江大橋（ $60\text{ N/mm}^2$ 、充填コンクリートに $50\text{ N/mm}^2$ ）などがその例である。

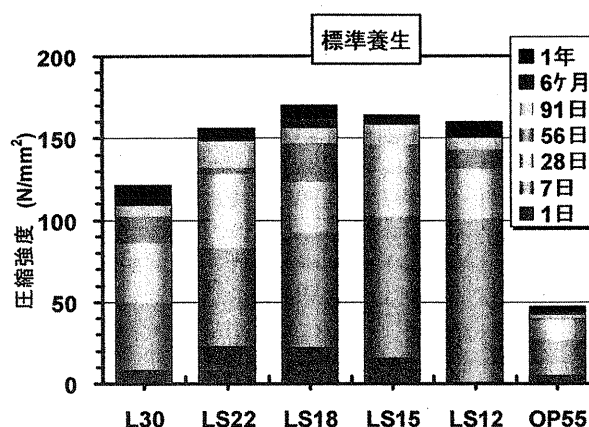
表ー1 高強度コンクリートを活用した最近のPC道路橋

| 橋 梁 名    | スパン<br>(m) | 形 式           | 設計基準強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 完成年  | 打込み<br>方 法 |
|----------|------------|---------------|--------------------------------|------|------------|
| 青森ベイブリッジ | 240        | P C斜張橋 (主塔)   | 6 0                            | 1992 | ポンプ        |
| 大芝大橋     | 210        | P C斜張橋        | 6 0 (**)                       | 1997 | バケット       |
| 岡部川橋     | 34.4       | 2 径間 P C コンボ橋 | 6 0 (*)                        | 1998 | バケット       |
| 菅野側道橋    | 13.9       | P C 床版橋       | 8 0 (*)                        | 1998 | バケット       |
| 天建寺橋     | 219        | P C 斜張橋       | 6 0 (**)                       | 1999 | ポンプ        |
| 宮川橋      | 19.5       | P C 床版橋       | 8 0 (*)                        | 1999 | バケット       |
| 甲塚こ道橋    | 22.9       | P C T 桁橋      | 8 0 (*)                        | 1999 | バケット       |
| 木曽川橋     | 275        | P C ・ 鋼複合橋    | 6 0 (**)                       | 2001 | ポンプ        |
| 掛斐川橋     | 271.5      | P C ・ 鋼複合橋    | 6 0 (**)                       | 2001 | ポンプ        |
| 榛名南麓10号橋 | 48         | P C 連続箱桁橋     | 6 0                            | 2001 | ポンプ        |

注) (\*) 印はプレキャストプレテンション桁      (\*\*) 印はプレキャストセグメント

さらに、設計基準強度が60N/mm<sup>2</sup>程度以上になると、強度の増大につれて桁高や主桁本数が減少し<sup>2)</sup>、PC橋の合理化やコンクリート組織の緻密化による高耐久化がより顕著になり、その有効活用への関心が高くなっている。

強度的には超高強度に含めるのが適当であるかもしれないが、超高強度用高性能減水剤とシリカフュームを用いたコンクリート（下記のRPCのようにモルタルではなく、また鋼繊維は無混入）の研究<sup>3)</sup>が行われている。図ー1（供試



図ー1 圧縮強度試験結果

体記号の数字：水結合材比）のように、たとえば、水結合材比18%で標準養生の材齢28日、1年の圧縮強度はそれぞれ120N/mm<sup>2</sup>、170N/mm<sup>2</sup>程度に達している。なお、引張強度は圧縮強度の1/17～1/22である。また、このような極低水結合材の場合、塩化物イオン浸透量は著しく小さく、きわめて優れた遮塩性能を示す。

## 2.2 超高強度コンクリート（反応性粉体コンクリート）

反応性粉体コンクリートは、ポルトランドセメント、シリカフュームなどの反応性微粉末、細骨材、短繊維（通常、鋼繊維）、高性能減水剤、水などからなる、圧縮強度 200N/mm<sup>2</sup>程度以上の超高強度特性に加え、高じん性や高耐久性などを兼ね備えた新しい概念のセメント系新素材である。これは、反応性粉体を利用していることから、1994年にRichardら（仏）<sup>4)</sup>により Reactive Powder Concrete (RPC：反応性粉体コンクリート) と名づけられ、最近その特性を活用した画期的なPC構造物が実現している。

### (1) 配合と製造

RPCでは、各種構成成分の粒度分布を調整して最密充填化を図るとともに、水結合材比を水和反応限界付近の20%程度まで小さくし、硬化体の空隙を極限まで抑えている。また、このような極低水結合材比でも、高性能減水剤の使用によって優れた自己充填性を有する。



表－2 反応性粉体コンクリート(RPC)の配合例

| 1) Sherbrooke 橋の配合 <sup>5)</sup> (単位: kg/m <sup>3</sup> )        |                         |         |         |      |        |        |
|------------------------------------------------------------------|-------------------------|---------|---------|------|--------|--------|
| 水                                                                | セメント                    | シリカフューム | 石英微粉末   | 砂    | 鋼繊維    | 高性能減水剤 |
| 195                                                              | 705                     | 230     | 210     | 1010 | 190    | 37.5   |
| 水結合材比 21%                                                        |                         |         |         |      |        |        |
| 2) Bourg-Lès-Valence 橋の配合 <sup>7)</sup> (単位: kg/m <sup>3</sup> ) |                         |         |         |      |        |        |
| 水                                                                | セメント                    | シリカフューム | 砂       | 鋼繊維  | 高性能減水剤 | 水セメント比 |
| 209                                                              | 1114                    | 169     | 1072    | 234  | 40     | 19%    |
| 3) 酒田みらい橋の配合(上部工の躯体用) <sup>11)</sup> (単位: kg/m <sup>3</sup> )    |                         |         |         |      |        |        |
| 水(*1)                                                            | ダクトル粉体(*2)<br>(プレミックス品) |         | 鋼繊維(*3) |      | 専用減水剤  |        |
| 175                                                              | 2254                    |         | 157     |      | 24     |        |

(\*1) 水175kg/m<sup>3</sup>は専用減水剤(ポリカルボン酸系高性能減水剤<sup>8) 10)</sup> 24kg/m<sup>3</sup>を含む

(\*2) セメント、シリカフューム、珪砂などをあらかじめ混合した粉体

(\*3) 鋼繊維使用配合(主に梁などの構造部材用: 酒田みらい橋では上部工躯体に使用)の他に、有機繊維使用配合(意匠部材用: 酒田みらい橋では高欄の笠木や親柱、化粧パネルなどに使用)もある

(註) 文献11)には、水セメント比は約22%(水粉体比では8%)であると記述されている

RPCのPC橋への適用例とし、下記(3)に示す 1) 世界初のSherbrooke 歩道橋(トラスウェブPC橋、カナダ、1997年)<sup>5) 6)</sup>、2) フランス初のBourg-Lès-Valence道路橋(プレテン桁橋、フランス、2001年)<sup>7)</sup>、3) 国内初の酒田みらい橋(PC箱桁橋、山形県、2002年、この場合はRPCを「ダクトル」と名付けている)<sup>8) ~11)</sup>の配合を表－2に示す。表中の水セメント比、水結合材比は各文献での表現とその値とした。RPCでは、高ひび割れ抵抗性と高じん性を得るため、配合1)では直径×長さ=φ×ℓ=0.2mm×13mm( $f_u=2600\text{N/mm}^2$ )、2)ではφ×ℓ=0.3mm×20mm( $f_y=1200\text{N/mm}^2$ )、3)ではφ×ℓ=0.2mm×15mmの高張力鋼繊維が混入されている。

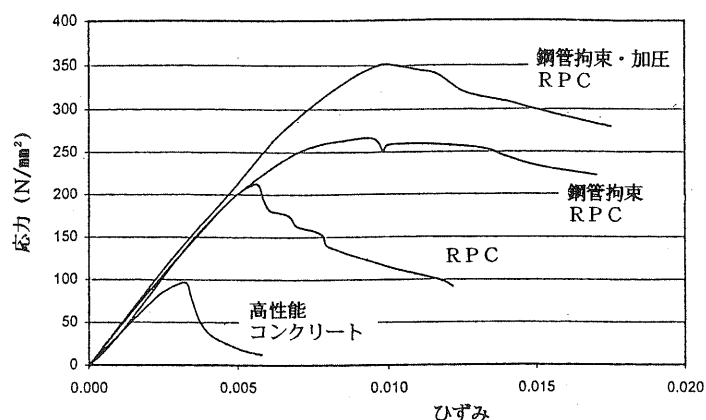
RPCでは、打設後1～2日間(Sherbrooke橋: 1日、酒田みらい橋: 2日)常温で湿潤養生後、90℃で48時間蒸気養生を行うのが標準である。蒸気養生後、圧縮強度は200N/mm<sup>2</sup>以上に達する。

## (2) 諸物性

表－2に示す3種類の配合のRPCの諸物性値は類似し、圧縮強度は200～240N/mm<sup>2</sup>程度である。ヤング係数は50～65kN/mm<sup>2</sup>程度で、通常の高強度コンクリートに比べかなり大きい。

圧縮応力－ひずみ関係の例を図－2<sup>5)</sup>に示す。RPC単独の他に、Sherbrooke歩道橋のようなトラスウェブ鋼管に充填した場合や充填・加圧した場合も併記するが、RPCの応力－ひずみ関係は破壊直前まで直線的で、弾性域が非常に広い。鋼管に充填して横拘束を与えると、強度が増大するとともに、最大応力後の応力下降勾配が緩やかとなり、じん性が一層向上する。

引張強度、曲げ強度は各々7～9N/mm<sup>2</sup>、40～45N/mm<sup>2</sup>である。曲げ試験によると、最大強度以降、鋼繊維は破断することなくブリッジ効果



図－2 RPCの圧縮応力－ひずみ関係

でひび割れ進展を抑制し、高じん性を示す<sup>10)</sup>。

RPCは組織が非常に緻密なため、透水係数が著しく減少し、塩化物イオンの浸透や凍結融解作用に対して非常に高い抵抗性を有する。RPCの人工海水浸漬試験から得られた塩化物イオン拡散係数 ( $0.0059\text{cm}^2/\text{年}$ ) に基づき、土木学会示方書式で推定された供用後50年、100年で鋼材腐食発生限界濃度 ( $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ ) となる塩素イオンの浸透深さは各々14mm、20mmである。これは一般コンクリート ( $W/C = 45\%$ ) の1/10、1/12程度の深さである (図-3<sup>10)</sup>)。

さらに、RPCをPC構造に適用する際に重要となる乾燥収縮とクリープ係数は、一般コンクリートのそれぞれ1/10以下、1/5以下となる。

### (3) PC構造物 (橋梁) への適用例

#### 1) Sherbrooke 橋 (歩道橋)<sup>5) 6)</sup>

支間60mのトラスウェブPC橋の全構成要素にRPCが使用されている (図-4)。ウェブ (斜材) には直径150mm、厚さ2mmの薄肉鋼管にRPCを充填したものを用いているが、RPCは充填直後の加圧処理と鋼管の拘束効果で圧縮強度は $350\text{N}/\text{mm}^2$ 程度に達する (図-2)。下弦材は2本のPC梁を5m毎にデビエータ兼用のストラットで結合した構造である。上床版は30mmの薄肉スラブで、横方向には1.25m毎にリブが、縦方向には斜材結合部ともなる2本の縦梁が接合されている。ブロック長10mのセグメント6体にプレストレスを導入して組み立てられた。緊張材は上下梁部に配置した内ケーブルと外ケーブルを併用し、補強鉄筋は一切使用されていない。

#### 2) Bourg-Lès-Valence 橋 (道路橋)<sup>7)</sup>

RPCを用いた $5 \times \Pi$ 形断面 (図-5) のプレテンション単純桁橋 (支間22m、20.5m) で、部材はオランダで製作しフランスまで輸送された。RPCの使用で、部材接合部以外は補強鉄筋は使用されていない。本橋では、 $20^\circ\text{C}$  湿潤養生のみで蒸気養生 ( $90^\circ\text{C}$ 、48時間) はされていない。

この構造形式の決定に際しては、コンクリート強度を3レベル (B 35、B 80、BSI 175) に設定

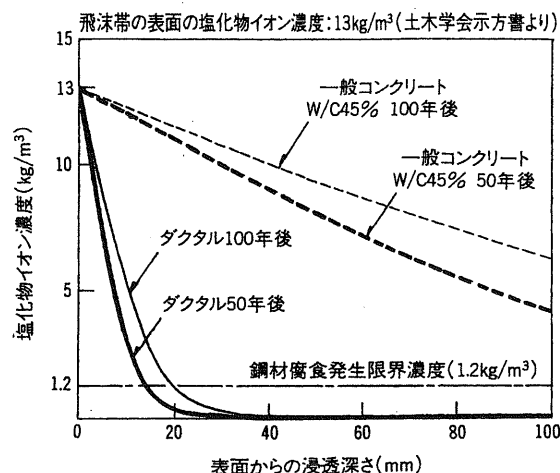


図-3 塩化物イオン浸透深さの経年変化

表-3 3タイプのPC橋の比較検討結果

|                        | PSDP<br>B 35                 | PS BOURGES<br>B 80                          | BOURG-LES-<br>VALENCE<br>BSI 175 |
|------------------------|------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------------|
| Type                   | Solid slab                   | Ribbed slab                                 | $\Pi$ -shaped beams              |
| Thickness of deck      | 1.00                         | 0.54 to 1 m                                 | 0.90m                            |
| Equivalent thickness   | 0.75 m                       | 0.37 m                                      | 0.25 m                           |
| Volume of concrete     | $390\text{ m}^3$             | $188\text{ m}^3$                            | $117\text{ m}^3$                 |
| Passive reinforcements | 39 tons                      | 30 tons                                     | 4 tons                           |
| Fibres                 | -                            | -                                           | 28 tons                          |
| Prestressing           | 17.4 tons                    | 9 tons                                      | 6 tons                           |
| Prestressing System    | Longitudinal post-tensioning | Longitudinal and transverse post-tensioning | Longitudinal prestressing        |
| Weight of deck         | 975 tons                     | 470 tons                                    | 328 tons                         |

し予備検討が行われた(表-3)。その結果、特性値 $175\text{ N/mm}^2$ (BSI 175、材齢28日測定値 $190\text{ N/mm}^2$ )のRPCを採用すると、桁自重を普通コンクリート(B35)の1/3程度に低減できた。

### 3) 酒田みらい橋(歩道橋)<sup>8)・11)</sup>

本橋は、橋長50.2m、全幅2.4mの全外ケーブル方式の単純桁橋である。RPCの特性を十分に活

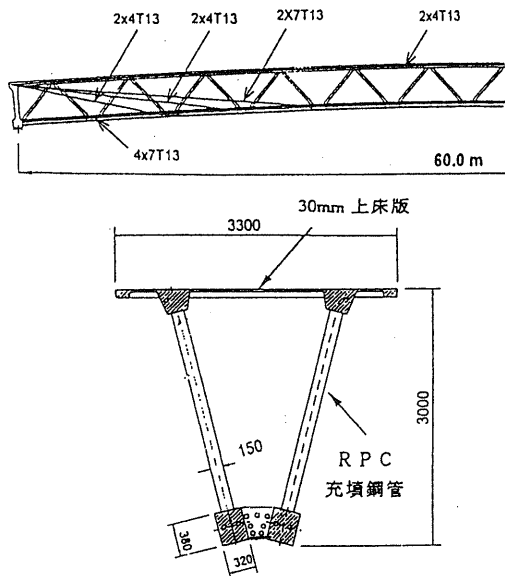


図-4 Sherbrooke 橋

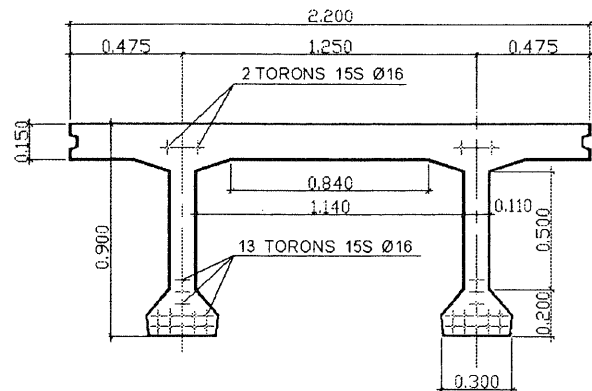


図-5 Bourg-Lès-Valence 橋の断面

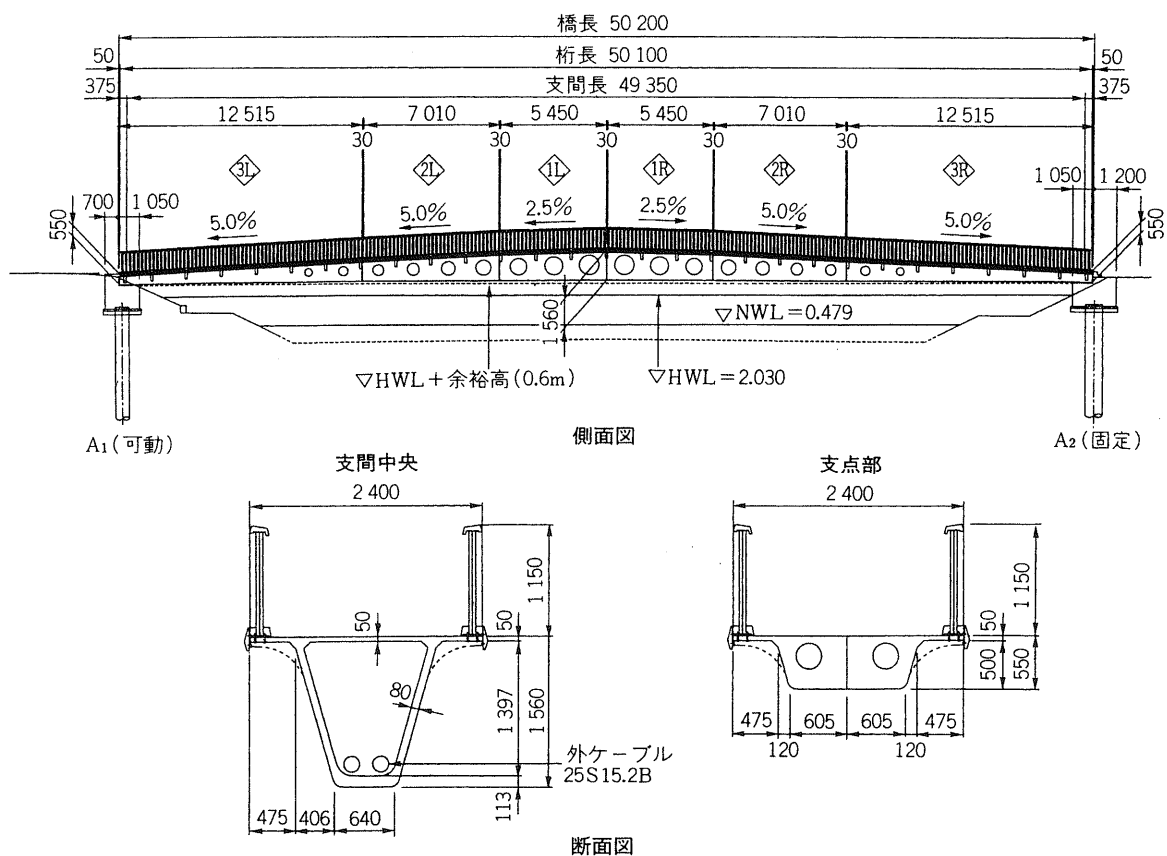


図-6 酒田みらい橋

用し、ウェブに大きな円形開口を設けた斬新なデザインの変断面箱桁（桁高：支点部0.55m、支間中央部1.56m）を採用している（図－6）。その特徴は、次のとおりである。

- ①部材厚は上床版5cm、ウェブ8cm、下床版約11cmで、きわめて薄肉化された。
- ②従来のコンクリートを用いたPC橋の1/5程度の重量となり、大幅な軽量化が実現された。
- ③低い桁高（桁端部0.55m）で長スパン（50m）を可能とした。
- ④軽量化により、箱桁で長さが5～12.5mの大型ブロックの製造、架設を可能とした。またブロック継目部はRPC充填型ウエットジョイント方式とし、高性能化した。
- ⑤RPCにより、通常過密配筋となるPC鋼材定着部を含めて鉄筋を使用していない。
- ⑥軽量化により、上下工部で約10%コストが削減された。

構造決定にあたっては、通常のPC箱桁橋（設計基準強度 $40\text{ N/mm}^2$ ）および鋼橋と比較され、上部工重量、下部工規模や景観面などの総合的見地からRPCのPC橋が選定された。

上記の他に、橋梁ではボステン方式・支間120m（6分割）の仙遊橋（歩道橋、韓国）<sup>12)</sup> <sup>13)</sup> が2002年に完成し、支間150mのもの（歩道橋、フランス）への適用も予定されている<sup>13)</sup>。また、PC橋床版の埋設型枠への利用も検討されている<sup>14)</sup>。橋梁以外では、原子力発電所の冷却塔の多数のPC梁への適用例があり、タンク、パイプやトンネルなどへの利用も有効である<sup>13)</sup>。

以上から、RPCとPC技術との組み合わせにより、鉄筋無配置、軽量、超高強度、高耐久の画期的なPC構造物の展開が期待される。

### 3. 軽量コンクリート

わが国では、構造用人工軽量骨材の生産が1964年から始まり、一時は年間生産量が180万 $\text{m}^3$ 程度まで増加した。しかし、従来の軽量骨材は膨張頁岩を主原料としたものが中心で、吸水率が大きいため、ポンプ圧送時の圧力吸水に伴う管内閉塞の問題からプレウエッチングを必要とし、耐凍害性を損なう要因ともなっていた。さらに、コスト面からも利用が次第に減少し、生産量は1999年にはピーク時の約1/3まで減少した。軽量コンクリートの性能は、軽量骨材、特に粗骨材の物性に大きく左右されることから、低吸水で高強度の高性能軽量粗骨材が要望されてきたが、最近細骨材も含めて高性能軽量骨材が開発され、軽量コンクリートが再び注目されている。

軽量骨材は軽量1種（粗骨材のみ軽量骨材）、軽量2種（粗骨材は軽量骨材、細骨材の一部または全部に軽量骨材使用）のいずれかで用いられるが、PC構造では通常は前者が主である。

軽量コンクリートの定義に関しては、PC構造への利用が盛んな欧州ではEurocodes EC-2「コンクリート構造」の10章「軽量骨材コンクリート構造」<sup>15)</sup>で、骨材の全部または一部に絶乾密度 $2000\text{ kg/m}^3$ 以下の軽量骨材を用いた単位容積質量（絶乾）が $2000\text{ kg/m}^3$ 以下のものとしている。また、その強度等級として、LC12/15～LC80/95（第1数字：円柱体特性強度、第2数字：立方体特性強度、単位： $\text{N/mm}^2$ ）の広範囲のものが包括されている。

#### 3.1 最近の軽量骨材

表－4<sup>16)</sup>の(1)に、膨張頁岩を破碎、焼成した従来の軽量骨材（非造粒型）の物性を示す。この骨材は普通骨材に比べてかなり軽い、連続空隙で多孔性のため吸水率が非常に高い。膨張頁岩系では、その他に低密度型粗骨材（絶乾密度 $\rho_a \approx 0.9\text{ g/cm}^3$ 、24時間吸水率 $\omega \approx 10\%$ 、造粒型）もある。一方、同表(2)に真珠岩を主原料とし、焼成過程で一度焼結して脱気し、その後発泡させ、微細な独立気泡を形成した高性能軽量骨材（造粒型）を示す。従来型に比べて軽量である

うえ、吸水率が非常に小さい。

近年、わが国では石炭火力発電所の増設や新設で石炭灰の量が増える傾向にあり、その有効活用として人工粗骨材が開発されている。その代表例は、主原料のフライアッシュ（電気集じん器で集められ、石炭灰の90%を占める）にベントナイトと炭酸カルシウム粉末を加え、造粒、焼成して製造される密実な非発泡型の高強度人工骨材（ $\rho_a \div 1.8\text{g/cm}^3$ 、 $\omega < 3\%$ ）である。最近、この骨材を用いたコンクリートについて、土木学会から設計・施工指針（案）<sup>17)</sup> が刊行されている。このタイプ以外に、石炭灰60%と頁岩微粉40%を混合しベントナイトを加えて焼成した粗骨材（ $\rho_a \div 1.5\text{g/cm}^3$ ）で骨材強度が頁岩100%の従来型軽量骨材（ $\rho_a \div 1.3\text{g/cm}^3$ ）の2倍程度のもの、さらに石炭灰を主原料とした独立空隙型軽量粗骨材（ $\rho_a \div 1.3\text{g/cm}^3$ 、 $\omega \div 1\%$ ）で従来型と同程度の軽さで普通骨材と同程度の低吸水性のもの<sup>18)</sup> も開発されている。

### 3.2 軽量コンクリートの諸物性

図-7は表-4に示す真珠岩系軽量骨材を用いた高品質軽量コンクリートの圧縮強度と単位容積質量の関係を従来のものと比較した例である<sup>19)</sup>。高品質軽量コンクリートは単位容積質量 $\rho_c$ が同一の従来型に比べ圧縮強度が大きく、a)  $\rho_c = 1.1 \sim 1.4\text{kg/l}$  で30~40N/mm<sup>2</sup>、b)  $\rho_c = 1.5 \sim 1.9\text{kg/l}$  で45~70N/mm<sup>2</sup>程度の強度が得られる。通常のプレストレストコンクリート用の強度レベルを考慮すると、a) はPRC構造、b) はPC構造に有用であると考えられる。

また、前述の高強度フライアッシュ人工骨材コンクリートの圧縮強度とセメント水比の関係を図-8<sup>20)</sup>に示す。水セメント比30%で80N/mm<sup>2</sup>を達成でき、しかも $\rho_c$ は2.1kg/l以下である。

図-9に圧縮応力-ひずみ関係の一例<sup>21)</sup>を示す。軽量コンクリート（ $\rho_a \div 0.8\text{g/cm}^3$ 、

表-4 軽量骨材の基本物性の例

#### (1) 従来の軽量骨材（膨張頁岩）

| 骨材の種類                     | 粗骨材  | 細骨材  |
|---------------------------|------|------|
| 絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.25 | 1.68 |
| 24時間吸水率 (%)               | 9.7  | 9.8  |
| 出荷時吸水率 (%) (*)            | 28   | 16   |

(\*) 焼成後、強制吸水させた場合の吸水率

#### (2) 高性能軽量骨材（真珠岩）

| 骨材の種類                     | 粗骨材     | 細骨材     |
|---------------------------|---------|---------|
| 絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> ) | 0.8~1.2 | 0.9~1.1 |
| 24時間吸水率 (%)               | 5.0以下   | 8.0以下   |
| 飽和吸水率 (%) (*)             | 10.0以下  | 10.0以下  |

(\*) 2時間煮沸後、2時間冷却放置後の吸水率

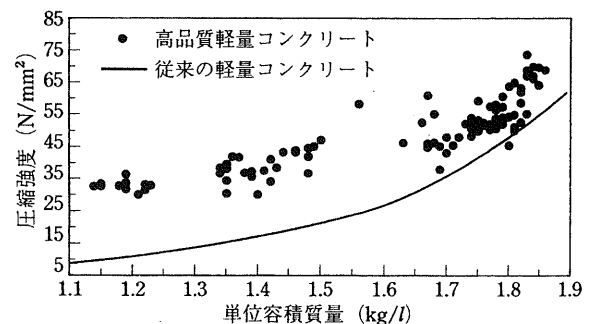


図-7 圧縮強度と単位容積質量の関係

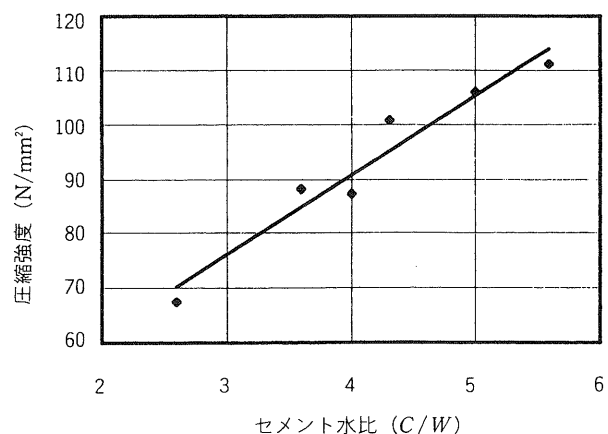


図-8 圧縮強度とセメント水比の関係



$\omega < 4\%$ の超軽量粗骨材使用、 $\rho_c \approx 1.2\text{kg}/\ell$ )  
 は、同等強度の普通コンクリートに比べてヤング係数が小さく、最大応力時までは直線的で最大応力以降は急激な低下勾配を示す。後者の性質は、母材マトリックスと粗骨材の力学性状が近いときに生じる現象である。

軽量コンクリートの引張強度は、同一圧縮強度の普通コンクリートより低下する。たとえば、Eurocodes EC-2では、普通コンクリートの引張強度に修正係数 $\eta_1$  ( $\rho_c$ :  $\text{kg}/\text{m}^3$ ) を乗じる。ヤング係数、クリープ係数、乾燥収縮の修正係数 $\eta_E$ 、 $\eta_2$ 、 $\eta_3$ も、次のように定めている<sup>15)</sup>。

$$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \rho_c / 2400 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\eta_E = (\rho_c / 2400)^2 \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\eta_2 = (\rho_c / 2400)^2 \quad (\rho_c > 1800\text{kg}/\text{m}^3) \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$1.3 (\rho_c / 2400)^2 \quad (\rho_c < 1500\text{kg}/\text{m}^3) \text{ (中間の } \rho_c \text{ に対しては補間)} \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$\eta_3 = 1.5 \text{ (LC12/15} \sim \text{LC16/20) または } 1.2 \text{ (LC20/25以上)} \quad \dots \dots \dots (4)$$

さらに、次の2種類の膨張頁岩軽量骨材コンクリートの塩化物イオン透過性をAASHTO T277に準拠した急速塩化物イオン透過性試験で調べた結果を図-10<sup>22)</sup>に示す。

粗骨材：超軽量(ALG/ $\rho_a = 0.94\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $\omega = 12.0\%$ )、従来型(AMG/ $\rho_a = 1.33\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $\omega' = 25.5\%$ )

細骨材：AMS/ $\rho_a = 1.67\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $\omega' = 14.0\%$     ただし、 $\omega'$ は強制吸水させた時の吸水率

ALGは絶乾で、AMGはポンプ圧送時にプレウェッチングするため含水率約25%で使用された。

図中のコンクリート種類L、M、Nは軽量骨材(ALG・AMS)、(AMG・AMS)、普通骨材を示し、数字は水セメント比(%)を表す。表-5のAASHTO規準で評価すると、塩化物イオン透過性はいずれも「Very Low」で、軽量コンクリートは普通コンクリートと同等の抵抗性を有する。

### 3.3 部材の基本特性

#### (1) 曲げ耐荷特性

RCおよびPC単純はりの曲げ試験<sup>19) 23)</sup>によると、高性能軽量骨材コンクリート部材の終局曲げ耐力は普通コンクリート部材と同様の手法で算定でき、また終局時に十分な塑性変形能を有する。

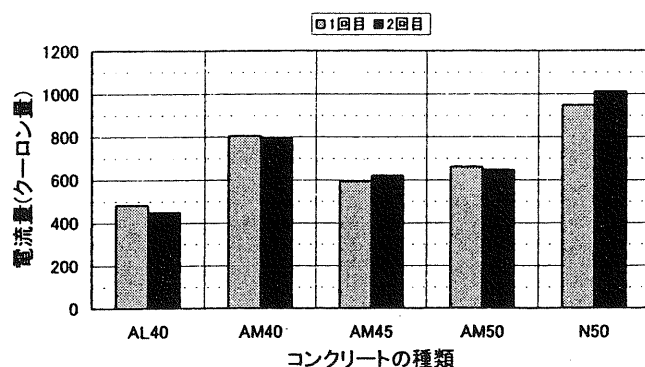


図-10 急速塩化物イオン透過性試験結果

表-5 電流量による塩化物イオン透過性の評価

| 電流量<br>(クーロン量) | 塩化物<br>イオン透過性 | 備 考                         |
|----------------|---------------|-----------------------------|
| >4000          | High          | W/C : 60%以上                 |
| 2000~4000      | Moderate      | W/C : 40~50%                |
| 1000~2000      | Low           | W/C : 40%以下                 |
| 100~1000       | Very Low      | ポリマー系<br>混和材を用いた<br>低水セメント比 |
| <100           | Negligible    |                             |

さらに、PC連続はりの曲げ試験<sup>24)</sup>によると、軽量コンクリート部材は同等の圧縮強度を有する普通コンクリート部材とほぼ同等の終局曲げ耐力を有し、その算定には両部材とも塑性ヒンジの生成を仮定した極限解析法を適用できる。これらの結果より、軽量コンクリートはり部材は普通コンクリート部材と同等の曲げ耐力を保有すると考えてよい。

## (2) 棒部材のせん断耐荷特性

軽量コンクリート棒部材の終局耐力のうち、せん断耐力は特に重要である。これは、ひび割れが軽量骨材粒を貫通しやすく、普通コンクリートに比べてひび割れ面が平滑となり、骨材のかみあわせ効果が低下するためであると言われている。

このため、従来より軽量コンクリート棒部材のせん断耐力（コンクリート負担耐力）は普通コンクリート部材より低下するとされ、現行の土木学会コンクリート標準示方書でも従来規定と同様、設計せん断耐力を普通コンクリート部材の70%に低減している。

Eurocodes EC-2<sup>15)</sup>では、せん断補強筋の無い軽量コンクリート棒部材のせん断耐力として次式を与えている。なお、その後、式中の係数0.12は0.10に修正するほうがよいとしている。

$$V_{cu} = [0.12 \eta_k (100 p f_{ck})^{1/3} - 0.15 \sigma_{cd}] b_w d \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $f_{ck}$ ：軽量コンクリートの円柱体特性強度、 $k$ ：寸法効果係数 $=1 + (200/d)^{1/3} \leq 2.0$

$p$ ：軸方向筋比 $=A_s/(b_w d) < 0.02$ 、 $\sigma_{cd}$ ：断面の平均軸方向プレストレス（圧縮：負）

$b_w$ ：ウエブ幅、 $d$ ：有効高さ、 $\eta_1$ ：引張強度の修正係数と同様に前出の式(1)を適用

高性能軽量骨材コンクリートRCはり（せん断補強筋無し）のせん断試験<sup>19)</sup>によると、せん断耐力の実験値は計算値（普通コンクリート）の74%（ $\rho_c = 1.6 \text{ kg}/\ell$ ）～84%（ $\rho_c = 2.0 \text{ kg}/\ell$ ）で、土木学会示方書の70%よりは大きく、 $\rho_c$ 値に依存している。これは、Eurocodesの修正係数 $\eta_1$ の考え方に近い。参考のため、 $\rho_c = 1.6$ 、 $2.0 \text{ kg}/\ell$ に対する $\eta_1$ はそれぞれ0.8、0.9である。

これらと同じ2種類の軽量コンクリートを用いたPCはりの試験も実施されたが、せん断耐力の実験値と計算値の比は上記の $\rho_c$ に対して各々1.18、1.20となり、1.0を上回った。このことは、PC部材では土木学会示方書の30%低減は考慮しなくてもよいことを示唆している。

PRCはりの正負交番荷重繰返し載荷試験<sup>25)</sup>によると、軽量コンクリート部材の変位振幅の増大にともなうコンクリート負担せん断耐力の低下は普通コンクリート部材より顕著であるが、プレストレスの導入により急激な耐力低下が生じる時の変位量は大幅に増加する。

## (3) PCスラブ

軽量コンクリートPCスラブの押抜きせん断強度は、普通コンクリートの次式に、式(5)と同

様に  $\eta_1$  を適用して求める。耐力算定上の仮想破壊面は載荷面から  $2d$  離れた垂直断面とする<sup>15)</sup>。

$$\tau_{pu} = 0.12k (100 p_{fck})^{1/3} - 0.15 \sigma_{cd} \quad (\sigma_{cd}: \text{圧縮を負}) \quad \dots \dots \dots (6)$$

PCスラブの輪荷重走行繰返し試験<sup>26)</sup>によると、高性能軽量骨材コンクリートスラブは普通コンクリートスラブと同様なひび割れ進展性状を示す。また、プレストレス量が多いほどひび割れ密度が小さく、軽量コンクリートスラブでもプレストレスの導入により疲労特性が向上する。

#### (4) PC鋼材定着部の耐荷力

高性能軽量骨材コンクリートのポストテンションPC鋼材定着部の耐荷力は、低強度用定着板を用いると飛躍的に改善され、PC鋼材引張耐力の2.2倍以上の耐力を有する<sup>27)</sup>。

### 3.4 PC構造物(橋梁)への適用例

わが国の橋梁分野での軽量コンクリートの最近の主な適用例として、次のようなものがある。

- ① 稲舟川橋 (RCスラブ桁、 $\rho_a=0.85\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_c=1.25\text{t/m}^3$ 、設計基準強度 $30\text{N/mm}^2$ 、1999年)
- ② 仙台北部道路・道路橋 (橋長256m、中央径間120mのPC 3径間連続ラーメン橋、 $\rho_c=1.8\text{t/m}^3$ )
- ③ 東北新幹線・沼宮内鉄道橋 (橋長380m、PC11径間連続箱桁橋、 $\rho_a=1.24\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_c=1.8\text{t/m}^3$ 、設計基準強度 $40\text{N/mm}^2$ 、外ケーブル方式、押出し架設、2001年)
- ④ 北海道縦貫自動車道・シラリカ川橋 (橋長96.2m、PC 3径間連続ラーメン箱桁橋、 $\rho_a=1.2\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_c=1.85\text{t/m}^3$ 、設計基準強度 $50\text{N/mm}^2$ 、外ケーブル方式、2001年)
- ⑤ 徳島県三次町ハイウェイオアシス・歩道橋 (橋長120.5m、プレキャストセグメントPC合成箱桁、主桁・床版とも  $\rho_c=1.85\text{t/m}^3$ 、設計基準強度 $40\text{N/mm}^2$ 、内外ケーブル併用、2001年)
- ⑥ 山陽本線・尾上小野線架道橋 (支間42.5m、PC下路桁橋、 $\rho_a=1.2\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_c=1.65\text{t/m}^3$ 、設計基準強度 $40\text{N/mm}^2$ 、2002年)
- ⑦ 第二東名・発杭川側道橋 (支間21.6m、プレテン単純中空床版橋、 $\rho_a=1.86\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_c=2.08\text{t/m}^3$ 、実圧縮強度 $68.0\text{N/mm}^2$  (7日)、 $83.5\text{N/mm}^2$  (28日)、曲げ強度 $7.7\text{N/mm}^2$ )

これらのうち、①～⑥は真珠岩系独立空隙型軽量骨材、⑦は高強度フライアッシュ人工骨材を使用<sup>28)</sup>している。これらでは、軽量1種(粗骨材のみ軽量骨材)が採用されている。

国外では、表-6のように、軽量コンクリートを用いた長大支間や大規模なPC橋が数多く建設されてきた。1980年以降、ノエウエーでは特に顕著である。これは、新しい設計規準の影響が大きく<sup>29)</sup>、普通・軽量コンクリートの適用強度範囲が各々 $105\text{N/mm}^2$  (C105)、 $85\text{N/mm}^2$  (LC85)に拡大され、高強度軽量コンクリートの活用が推進された。

表-6で世界最大級の長大支間を有するRaftsundet 橋とStolma 橋の場合、支間割がそれぞれ(86+202+298+125)m、(94+301+72)mで、側径間が主径間に比べかなり短くアンバランスである。このアンバランスは、Raftsundet橋では主径間中央224m区間、Stolma橋でも同じく184m区間に高強度軽量コンクリート (LC60)を採用することで解決されている。その結果、上床版のPC鋼材量が減少し、橋脚近傍の鋼材配置が容易となった。逆に、Sandhornøya 橋の場合、支間割は(110+154+110)mで、主径間に比べ相対的に側径間が長くアンバランスであるため、主径間は普通コンクリートとし、側径間を軽量コンクリート (LC55)としている。これら3橋は軽量・普通コンクリートの混合橋の典型例で、軽量コンクリートの利用法として参考になる。

軽量コンクリートは、Nordhordland橋 (全長1246mの斜張橋・浮橋、1994年)のように、斜張橋部複合箱桁の上床版と鋼箱桁浮橋部のポンツーンなどにも採用されている。

PC橋の主桁重量を大幅に低減する構造形式として、波形鋼板ウェブPC橋への軽量コンクリー

表-6 国外の主な軽量コンクリートPC橋

| 完成年  | 橋 梁 名           | 国 名   | 最大支<br>間(m) | 形 式          | 軽量コンクリート<br>設計基準強度(特性値)(N/mm <sup>2</sup> ) |
|------|-----------------|-------|-------------|--------------|---------------------------------------------|
| 1972 | Mass-Wall Canal | オランダ  | 1 1 2       | 3 径間連続桁      | 3 8 (中央径間中央部105m)                           |
| 1972 | Kalle           | 西ドイツ  | 1 0 5       | 3 径間ゲルバー桁    | 2 7 (上部工全部)                                 |
| 1973 | Rio Higuamo     | ドミニカ  | 1 9 0       | 3 径間有ヒンジラーメン | 4 1 (上部工全部)                                 |
| 1973 | Köln-Fühlingen  | 西ドイツ  | 1 3 6       | 3 径間連続桁      | 2 7 (中央径間中央部84m)                            |
| 1976 | Ijssel River    | オランダ  | 1 2 6       | 3 径間連続桁      | 3 4 (上部工全部)                                 |
| 1977 | Arnhem          | オランダ  | 1 3 7       | 3 径間連続桁      | (上部工全部)                                     |
| 1979 | Köln-Deutz      | 西ドイツ  | 1 8 5       | 3 径間連続桁      | 6 9 (中央径間中央部62m)                            |
| 1979 | Tricastin       | フランス  | 1 4 3       | 3 径間連続桁      | 3 0 (中央径間中央部108m)                           |
| 1979 | Parott's Ferry  | アメリカ  | 1 9 5       | 3 径間連続ラーメン   | 4 1 (上部工全部)                                 |
| 1979 | Ottmarsheim     | フランス  | 1 7 2       | 5 径間連続桁      | 3 0 (中央径間中央部100m)                           |
| 1981 | Nieuwegeinse    | オランダ  | 1 5 5       | 3 径間連続桁      | (中央径間全部)                                    |
| 1981 | Avelengo        | イタリア  | 1 2 5       | 3 径間有ヒンジ連続桁  | (中央径間中央部115m)                               |
| 1986 | Koningspley     | オランダ  | 1 3 3       | 多径間連続桁       | 3 7 (上・下部工全部)                               |
| 1989 | Sandhornøya     | ノルウェー | 1 5 4       | 3 径間連続桁      | 5 5 (側径間110m全部)                             |
| 1990 | Boknasundet     | ノルウェー | 1 9 0       | 3 径間連続桁      | 6 0 (側径間の一部を除く)                             |
| 1992 | Sund (Eidsvoll) | ノルウェー | 4 0         | 8 径間連続桁      | 5 5 (上部工全部)                                 |
| 1993 | Støvset         | ノルウェー | 2 2 0       | 3 径間連続桁      | 5 5 (中央径間中央部146m)                           |
| 1999 | Raftsundet      | ノルウェー | 2 9 8       | 4 径間連続桁      | 6 0 (最大支間中央部224m)                           |
| 1999 | Stolma          | ノルウェー | 3 0 1       | 3 径間連続桁      | 6 0 (中央径間中央部184m)                           |
| 2000 | Rugsund         | ノルウェー | 1 9 0       | 3 径間連続桁      | 6 0 (中央径間全部)                                |

トの適用が検討されている。設計基準強度50N/mm<sup>2</sup> ( $\rho_c=1.85t/m^3$ ) の高性能軽量コンクリートを用いた試設計<sup>30)</sup>によると、同一強度の普通コンクリートPC箱桁に比べ主桁重量は単純桁： $\ell=60m$ で57%、3径間連続桁： $\ell=30m$ で64%、 $\ell=60m$ で54%となる。このように、軽量コンクリートと複合構造の組み合わせにより、PC橋の上部工を大幅に軽量化できる。

軽量骨材を用いると、部材重量の軽減が図られる反面、曲げ、引張、付着や支圧強度などの特性値が設計に大きく影響するので、今後これらを合理的に設定することが特に重要である。

軽量コンクリートの適用による経済性の実用的評価法として、長方形断面桁に着目し、死荷重が支配的な場合の所要断面積とコンクリート単位容積質量、縁応力、コンクリート強度の相互関係を考慮し、次のコストパフォーマンス指標 (i)<sup>31)</sup> が提案されている。

$$i = \frac{F_N}{F_L} \times \frac{G_L}{G_N} \times \frac{E_L + C_L}{E_N + C_N} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、F：コンクリート強度、G：コンクリート単位容積質量、C：レディーミクストコンクリート価格、E：コンクリートの施工費（添字N、L：普通、軽量コンクリート）

$i < 1$  の場合、軽量コンクリートのほうが経済性で優れていると判断される。たとえば、 $G_L=2.0t/m^3$ 、 $G_N=2.4t/m^3$ 、 $C_L=1.5 \times C_N$ 、 $E_N=E_L=5 \times C_N$  とすると、両コンクリートの強度が等しい場合には  $i=0.90$  となり、軽量コンクリートの方が有利になる。

以上のように、多様な高性能軽量骨材が開発されており、繊維補強などと併用して軽量コンクリートに新たな付加価値を持たせると、PC構造への適用分野がさらに拡がると思われる。

#### 4. 繊維補強コンクリート

繊維補強は、従来のコンクリートの概念を超える、画期的な性能を付与する可能性を秘めている。繊維は、素材的には天然繊維と人工繊維に大別でき、後者はさらに無機繊維と有機繊維に分類できる。また、形態的には、長さから短繊維と連続繊維に、繊維構成から単繊維（モノフィラメント）と繊維束（ストランド）に分けられる。

## 4.1 短繊維

### (1) 種類と補強目的

セメント複合材料用短繊維は、鋼繊維やガラス繊維に始まり、ポリエチレン、ポリプロピレンやビニロン繊維、さらに炭素繊維やアラミド繊維へと多様化している。その使用割合（重量比）は、鋼繊維64.5%、ガラス繊維12.9%、ビニロン繊維9.7%、炭素繊維1.3%、その他11.6%である<sup>32)</sup>。重量では鋼繊維が圧倒的に多いが、密度を考慮すると前3者の使用状況に大きな差はない。

各種繊維の諸性質を表-7<sup>33)</sup>に示す。鋼繊維、ガラス繊維、炭素繊維、アラミド繊維などはマトリックスより弾性係数が大きい高弾性タイプで、ひび割れ抵抗や引張強度の改善が期待できる。一方、ポリエチレン繊維やポリプロピレン繊維などは低弾性タイプでひび割れ抵抗や引張強度には寄与しないが、破壊伸びが大きく、じん性或耐衝撃性の向上に有効である。

コンクリート補強用短繊維には、鋼繊維に代表されるように、一般には $\phi \times \ell = (0.3 \sim 0.6)$  mm  $\times$  (25~40) mmのものが使用されている。コンクリート用モノフィラメントの代表的短繊維は、鋼繊維とポリプロピレン繊維である。前述の超高強度モルタル(RPC)では、 $\phi \times \ell = (0.2 \sim 0.3)$  mm  $\times$  (13~20) mmで、コンクリート用に比べて細径の短い鋼繊維が使用されている。

#### 1) 無機繊維

鋼繊維は、無機系金属繊維の最も代表的なものである。鋼繊維（炭素鋼）の発錆が外観上問題となる場合にはステンレス繊維が使用されることもある。使用実績も多く、土木学会から「鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案）」（1983年）、日本建築学会から「鋼繊維補強設計施工指針（案）」（1992年）などが刊行されている。鋼繊維の混入効果を表-8<sup>34)</sup>に示す。

炭素繊維には、パン系（高強度であるが高価）とピッチ系（パン系に近い高強度タイプと強度はやや低いが安価な汎用タイプがある）がある。一般に安価なピッチ系が使用されている。炭素繊維は密度が小さく、強度や弾性係数が高いため低混入率で大きな補強効果が期待できる。

#### 2) 有機繊維

アラミド繊維は力学的性能が非常に優れているが、現状ではコスト面で問題がある。これに対

表-7 セメント複合材料の補強用短繊維

| 種別               | 種類                      | 直径<br>(10 <sup>-3</sup> mm) | 長さ<br>(mm) | 密度<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 引張強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 弾性係数<br>(kN/mm <sup>2</sup> ) | 破断伸び・<br>降伏(%) | 容積混入率<br>vol. (%) | 補強対象<br>マトリックス |
|------------------|-------------------------|-----------------------------|------------|----------------------------|------------------------------|-------------------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 無<br>機<br>繊<br>維 | 鋼繊維(SF)<br>(炭素鋼)        | 200~800                     | 10~60      | 7.85                       | 400~2000                     | 206                           | 3.5            | 0.5~2             | コンクリート         |
|                  | (ステンレス)                 | 200~600                     | 10~60      | 7.85                       | 2100                         | 160                           | 3              |                   |                |
|                  | ガラス繊維<br>(耐アルカリ)        | 5~20                        | 20~40      | 2.78                       | 2450                         | 74                            | 2~3.5          | 2~8               | モルタル           |
|                  | (Eガラス)                  | 8~10                        | 10~50      | 2.54                       | 2160                         | 71                            | 2~4.8          |                   |                |
|                  | 炭素繊維(CF)*<br>(PAN-HM)   | 7~9.7                       | 5~20       | 1.95                       | 1960~2450                    | 350~450                       | 0.5            | 2~10              | モルタル           |
| 有<br>機<br>繊<br>維 | (PAN-HT)                | 7.6~8.6                     | 5~20       | 1.75                       | 2650~5000                    | 230~300                       | 1.5            |                   |                |
|                  | (ピッチ-GP)                | 18                          | 5~20       | 1.6                        | 690~1100                     | 29~40                         | 2~2.4          |                   |                |
|                  | (ピッチ-HP)                | 7~18                        | 5~20       | 1.9                        | 1960~3000                    | 180~220                       | 0.5~1.1        |                   |                |
|                  | ポリエチレン繊維<br>(モノフィラメント)  | 800~1000                    | 30~50      | 0.95                       | 250~700                      | 0.1~2.2                       | 10~15          | 0.5~4             | コンクリート         |
|                  | ポリプロピレン繊維<br>(モノフィラメント) | 100~600                     | 5~50       | 0.90                       | 300~760                      | 3.5~4.9                       | 23~25          | 0.1~6             | コンクリート         |
|                  | (フィブリル)                 | 500~4000                    | 20~70      | 0.9                        | 400                          | 7.8                           | 8              | 0.2~1.2           |                |
|                  | ビニロン繊維<br>(モノフィラメント)    | 14~500                      | 6~24       | 1.3                        | 700~1470                     | 11~37                         | 3~13           | 0.1~6             | モルタル           |
|                  | アラミド繊維<br>(Kevlar49)    | 12                          | 6~65       | 1.45                       | 2750~3530                    | 123                           | 2.2~2.8        | 0.1~2             | モルタル           |
|                  | (Kevlar29)              | 12                          | 6~65       | 1.44                       | 2840                         | 68                            | 4.4            |                   |                |
|                  | (テクノーラ)                 | 12                          | 1~12       | 1.39                       | 3430                         | 73                            | 4.6            |                   |                |

\* 注) PAN-HM: パン系高弾性品, PAN-HT: パン系高強度品  
ピッチ-GP: ピッチ系汎用品, ピッチ-HP: ピッチ系高性能品



表-8 鋼繊維の混入効果

(繊維混入率: 1.05 vol%)

| 性 質            | 普通コンクリート<br>に対する改善率 |
|----------------|---------------------|
| 引張・曲げ・せん断強度    | 1.3~1.8 倍           |
| 圧縮強度           | 1.0~1.3 倍           |
| じん性 (破壊までの仕事量) | 20~100 倍            |
| ひび割れに対する抵抗性    | 1.5~2.0 倍           |
| 衝撃強度           | 5~15 倍              |

し、ビニロン繊維やポリプロピレン繊維の使用実績が次第に増えている。

ビニロン繊維は、破断伸びが大きく、耐アルカリ性で安価である。最近、モノフィラメント繊維を集束し、引張強度と付着強度を高めたものも開発されている。

ポリプロピレン繊維の例を写真-1<sup>35)</sup>に示す。(a)はネット状に加工し、練混ぜ中に解繊するもの、(b)は特殊加工で表面に凹凸を付けて付着力を高めたものである。この繊維は弾性係数が鋼繊維の1/40程度と小さく、引張強度の改善には寄与しないが、じん性が著しく向上する。

## (2) 最近の実施例と適用性の検討例

### 1) コンクリート片の剥落防止

最近、コンクリート橋などにおいて、コンクリート片の剥落が問題となっており、短繊維や後述の繊維シートを活用した剥落防止技術が実用化されている。

剥落防止用の短繊維には、施工性、分散性や耐久性が優れ、適度な伸び能力を有する同時に、橋梁上部工では美観上から腐食が生じないことが要求される。これらから、橋梁上部工にはビニロン繊維やポリプロピレン繊維が採用<sup>36) 37)</sup>されている。

鉄筋の発錆膨張モデル実験によると、ビニロン繊維 ( $\phi \times \ell = 0.66\text{mm} \times 30\text{mm}$ ) で0.2%、ポリプロピレン繊維 ( $\phi \times \ell = 1.00\text{mm} \times 30\text{mm}$ ) で0.35%の容積混入率である程度の大きさのコンクリート片 (25mm片) の剥落を防止できる。

実施工例として、①第二東名・梅島跨道橋 (PRC斜材付き変形 $\pi$ 型ラーメン橋、橋長91.54m) の主桁、斜材、地覆 (ビニロン繊維0.35%混入)、②第二名神・山村第一橋 (PRC 2 径間連続 3 主版桁橋、橋長52m) の版桁 (ポリプロピレン繊維0.5%混入) などがある。事前の試験施工で、実施施工のばらつきを考慮しても、繊維の容積混入率をこのようにすると全ての位置で発錆膨張モデル実験での有効な混入率を上回り、剥落防止性能が十分に確保できることが確認されている。

### 2) プレキャストセグメンタルPC橋の接合部への適用

プレキャスト部材接合部での鉄筋の配置作業の簡素化と重ね継手長の低減を目的とし、鋼繊維補強を活用する方法である<sup>38)</sup>。高流動鋼繊維補強コンクリート (SFRC: 容積混入率 1%) や超高

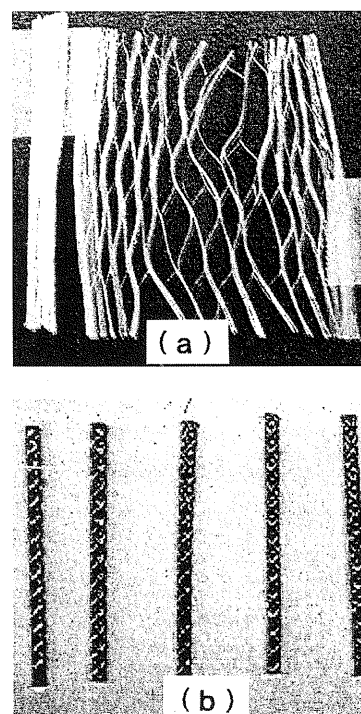


写真-1 ポリプロピレン繊維の形状

強度鋼繊維補強モルタル（CRC：容積混入率3％）を用いると、必要重ね継手長はSFRCで $15 \times \phi$ （ $\phi$ ：鉄筋径）、CRCで $10 \times \phi$ となり、現行の一般的な重ね継手長（約 $30 \phi$ ）の1/2～1/3に低減できる。両者とも材齢1日で $30 \text{ N/mm}^2$ 以上の圧縮強度を発現し、プレストレスを導入できる。接合部にこのような高性能材料を活用すると、たとえば、プレキャスト部材によるPRC構造の構築が容易となる。

### 3) PC箱桁橋の張出床版ストラットへの適用

前述の反応性粉体コンクリート（RPC）を波形鋼板ウェブPC箱桁橋の床版ストラット部材に用いた検討結果が報告<sup>39)</sup>されている。この例では、ストラット部材の維持管理面から有機のPVA繊維（ $\phi \times \ell = 0.3 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$ ）を容積率0.5%で用いている。この場合にも、たとえば $90^\circ\text{C}$ -48時間、 $60^\circ\text{C}$ -24時間の蒸気養生後にそれぞれ $200 \text{ N/mm}^2$ 、 $150 \text{ N/mm}^2$ 程度の高強度が得られるので、ストラット部材を小径化でき、景観性の向上も図れる。

### 4) 無筋床版への適用

融氷剤を散布すると、橋梁床版の鉄筋が早期に腐食するため床版内には鉄筋を配置せず、そのアーチアクションによる反力をフランジ間を結ぶ帯鋼でバランスさせ、アーチの耐荷機構を形成する。この場合、床版内に発生する引張力をポリプロピレン繊維で補強し、局所的な脆性破壊を防止してアーチ機構を確保する（カナダでの実施例：図-11<sup>40)</sup>）。

### 5) 高じん性繊維補強セメント複合材料の構造利用

モルタルに対して直径 $40 \mu\text{m}$ 程度のビニロン繊維やポリエチレン繊維を容積率で1.5～2.0%程度混入し、高じん性と微小ひび割れの分散による自己損傷低減性を兼ね備えた高じん性繊維補強セメント複合材料（High Performance Fiber Reinforced Cement Composite：HPFRCC）が開発されている<sup>41) 42)</sup>。この複合材料は、繊維の優れたひび割れ架橋作用によりマルチプルクラッキング化し（図-12<sup>42)</sup>）、4%程度以上にも達するような高引張ひずみ能を有する。今後、高引張じん性という優れた材料特性を適所にうまく活用すると、PC構造に新たな特性を付与できる可能性がある。

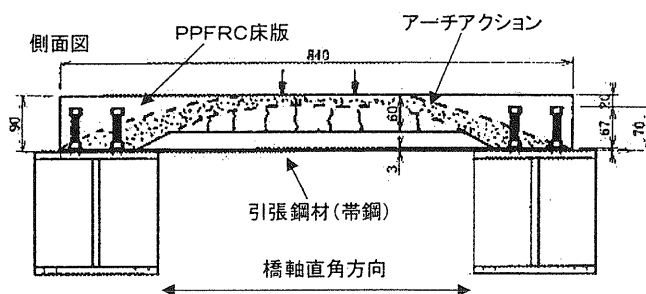


図-11 ポリプロピレン繊維補強無筋床版

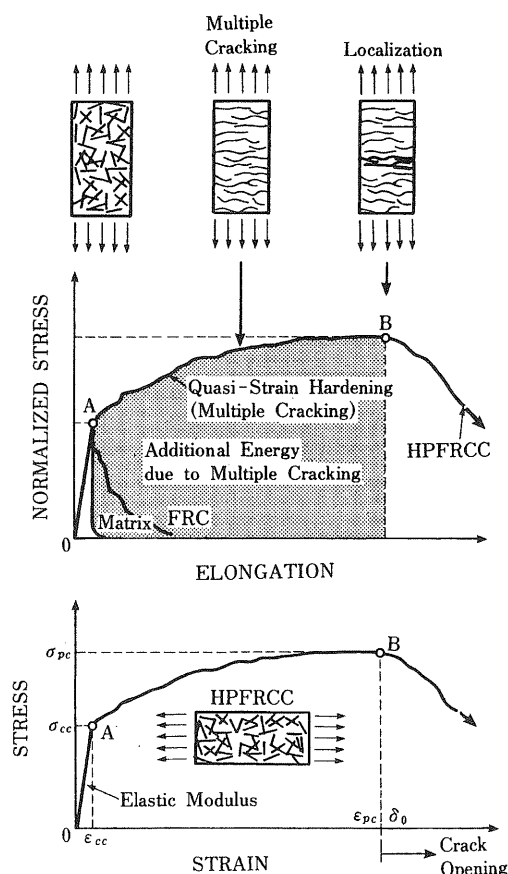


図-12 HPFRCCの引張特性概念図

## 4.2 連続繊維

### (1) 連続繊維補強材の種類と補強目的

連続繊維補強材は、炭素、アラミド、ガラス繊維などの非常に細い連続した素線を、樹脂をバインダーとして棒状、メッシュあるいは格子状、シート状、さらにはプレート状に成形したものである。

連続繊維補強材は、使用目的で、a) 新設構造物の補強材、b) 既設構造物の補強材の2種類に分類でき、各々で補強材のタイプが異なる。a) ではコンクリートに埋め込んで用いる棒状、格子状や帯状のものが主体である。一方、b) ではシート状やプレート状のものが用いられる。棒状のものは、一般に外ケーブル緊張材として、a) とb) の両者に活用されている<sup>43)</sup>。

連続繊維補強材の特徴は高強度、高弾性、高耐食性、軽量性にあり、これらを活用したコンクリートの補強目的は、①圧縮性能(靱性)を改善する横拘束補強材、②曲げ引張応力を負担する曲げ引張補強材、③せん断応力に抵抗するせん断補強材、の3タイプに分けられる。

①の場合、補強材の弾性係数が大きいほど横拘束効果が大きい。また、補強材の強度が高いほど弾性拘束範囲が大きく、横拘束効果が増大する。

②の場合、PC緊張材としての適用(後述の5.2(2)参照)は高強度特性を活用したもので、高耐食性と併せて使用が増えると考えられる。シートやプレート状連続繊維も②用に使用される。

③の場合、シート状連続繊維による橋脚の耐震補強(せん断補強)が代表的な例である。

### (2) 最近の実施例と適用性の検討例

連続繊維補強材の最近の適用例のうち、棒状のPC緊張材としての適用例は多数あり、紙面の関係で省略する。ここでは、それ以外のものを対象とし、2、3の例を示す。

繊維シートの適用例として、コンクリート片の剥落防止が挙げられる<sup>36) 37)</sup>。これは、片面に珪砂を付着させた繊維シートを型枠内面に貼り付けてコンクリートを打設するものである。シートには、アラミド繊維束を40mmメッシュで3方向に組合わせたもの(SAMMシート)が採用されている。シート片面に珪砂を付着させることで、コンクリート表面近傍域に効果的に配置し、紫外線劣化の防止や表面景観に配慮している。模擬版によるコンクリートかぶりの押抜き試験の結果では、シートを配置すると、その破断に到るまで大きな変形性能を発揮し剥落変位量が無配置の50~100倍に増加する(図-13)。この手法は、常磐自動車・岩沢跨道橋(PC2径間連続中空床版ラーメン橋、橋長51.2m)や北迫川橋(PC4径間連続箱桁ラーメン橋、橋長450m)、第二東名高速道路・瀬戸川橋(PC11径間連続箱桁橋、橋長632m)などに適用されている。

ひび割れ幅の制御を目的とし、上記の砂付きアラミド3軸メッシュシートをコンクリート表面近傍に配置した効果も検討されている<sup>37)</sup>。その効果を定量化し設計に合理的に取り込めれば、たとえば、PRC構造の緊張材と鉄筋配置が簡素化され経済的になる可能性がある。

繊維シート(炭素繊維、アラミド繊維など)の接着は、既設構造物の補強にも有効で、特に兵庫県南部地震以後はRC橋脚などの耐震補強への適用が増えている。また、はり部材の曲げ補強

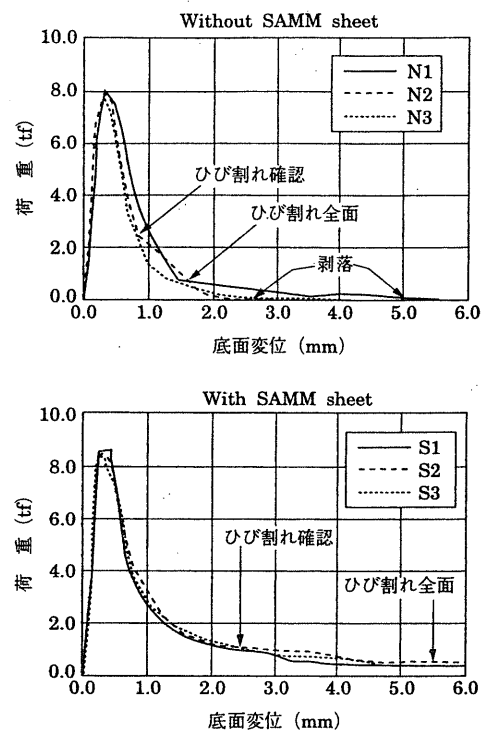


図-13 押抜き荷重と底面変位の関係

やせん断補強への適用も検討されているが、繊維シートを緊張した状態で接着するとプレストレスにより補強効果が大きくなる<sup>44) 45)</sup>。

一方、繊維プレート（主に炭素繊維）に関しても、既設構造物の補強を目的とした接着工法が開発・実用化されている<sup>46)</sup>。はり断面の引張縁に繊維プレートを接着すると、曲げ耐力・剛性の向上やひび割れ幅の制御などに有効である。この場合にも、**図-14**のように繊維プレートを緊張

（図中の％：繊維プレートの破断耐力に対する緊張力の百分率）した状態で接着すると、プレストレスにより補強効果が増大する<sup>47)</sup>。実施工では緊張・定着システムが重要である<sup>48)</sup>。

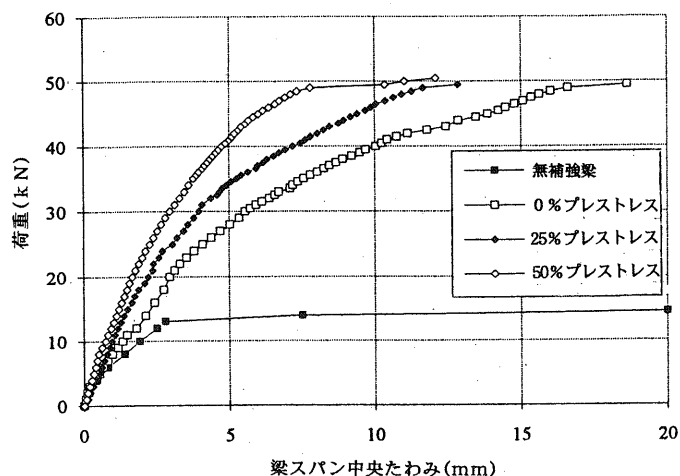


図-14 繊維プレート接着による補強効果

## 5. PC鋼材

PC構造物に対する要求が多様化し、PC緊張材として新たな付加価値を持たせたものが開発されている。今後のPC技術を支える新しい技術開発のうち、緊張材に特に要望されるのは超高強度化や超耐久化であり、これらによって革新的なPC構造物の誕生が期待できる<sup>49)</sup>。

### 5.1 PC鋼材の高強度化

現在、圧縮強度 $60\sim 100\text{ N/mm}^2$ の高強度コンクリート、さらにはそれ以上の超高強度コンクリートの製造が可能であるが、それらの特性を最大限に活かすためには、PC鋼材の高強度化が重要な要件となる。これは、強度の高いコンクリートを用いて断面高を低くすると、通常強度のPC鋼材では鋼材量が増加し、配置が困難となる場合があるためである。

PC鋼より線については、従来JISのA種（引張強さ $1720\text{ N/mm}^2$ ）、B種（ $1860\text{ N/mm}^2$ ）に加えて、1990年頃から高強度化が進み、7本より線で $2300\text{ N/mm}^2$ 、19本より線で $2200\text{ N/mm}^2$ 級が開発されている。 $2300\text{ N/mm}^2$ 級の高強度鋼材（試験材）<sup>50)</sup>では、**表-9**（1）のように、CとSiを各々0.98%、1.2%と比較材（規格値 $1860\text{ N/mm}^2$ の通常品）より増やすとともにCrを0.19%添加し、高強度化している。この7本より線12.7mmPC鋼より線（ブルーイング処理）の引張試験結果を**表-9**（2）に示すが、引張強さは $2300\text{ N/mm}^2$ を満足し、比較材と同等の降伏比と伸びを有する。リラクセーション、疲労強度や遅れ破壊特性なども比較材と同等である。

参考のため、7本より線15.2mm高強度PC鋼より線の化学成分も**表-10**に示す。上記と同様に、C、SiやCr量を多くして、通常品より20%程度大きい引張強さが得られている<sup>51)</sup>。

### 5.2 PC鋼材の高耐久化

近年、長期の設計耐用期間を想定したライフサイクルコストの縮減が重要な命題であり、PC鋼材の高耐久化はこれと直接的に関係する特に重要な性能である。

海洋や融氷剤散布のような厳しい腐食性環境に置かれる場合、あるいは一般環境でも施工が不十分な場合、PC鋼材の腐食により構造物の耐久性が大きく低下する可能性がある。その対策と

表－9 2300N/mm<sup>2</sup>級の7本より12.7mmPC鋼より線

## (1) 線材の化学成分 (%)

|     | C    | Si   | Mn   | P     | S     | Cr   |
|-----|------|------|------|-------|-------|------|
| 試験材 | 0.98 | 1.20 | 0.33 | 0.010 | 0.005 | 0.19 |
| 比較材 | 0.81 | 0.22 | 0.74 | 0.011 | 0.005 | —    |

## (2) PC鋼より線の引張試験結果

| 鋼種  | 線材径<br>(mm) | 引張荷重<br>(kN) | 引張強さ<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 降伏強さ<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 降伏比<br>(%) | ヤング率<br>(kN/mm <sup>2</sup> ) | 伸び<br>(%) |
|-----|-------------|--------------|------------------------------|------------------------------|------------|-------------------------------|-----------|
| 試験材 | 10          | 231          | 2343                         | 2144                         | 91.5       | 202                           | 8.2       |
|     | 11          | 235          | 2383                         | 2233                         | 93.8       | 198                           | 7.0       |
| 比較材 | 10.5        | 189          | 1913                         | 1775                         | 92.7       | 201                           | 8.0       |

表－10 高強度7本より15.2mmPC鋼より線の化学成分 (%)

| C             | Si            | Mn            | P     | S     | Cu    | Ni    | Cr            | Al             |
|---------------|---------------|---------------|-------|-------|-------|-------|---------------|----------------|
| 0.90～<br>0.94 | 1.15～<br>1.30 | 0.25～<br>0.35 | <0.01 | <0.01 | <0.05 | <0.05 | 0.15～<br>0.25 | 0.025～<br>0.05 |

して、①高品質低透水コンクリートの使用、②高腐食抵抗性緊張材の使用、③全鋼材に対して規定のかぶり厚を確実に保証する施工技術、④高性能グラウト材料と注入システムの採用、⑤高耐食性プラスチックシースの使用、などを考慮しなければならない<sup>52)</sup>。

また、fib Congress 2002のSession 7 “Development of new materials”の基調講演で、Ganz教授は、亜鉛めっき＋グリース＋PE被覆PC鋼より線、エポキシ樹脂被覆PC鋼より線、プレグラウトPC鋼材などの工場加工ケーブル、グラウトとその試験方法、PEシース、電氣的絶縁ケーブルなどの防食技術の発展経緯と今後の方向性を総括している<sup>53)</sup>。

防食緊張材は、従来のPC鋼材に被覆や塗装を施したもの、および耐食性PC鋼材に大別できる。

## (1) 被覆PC鋼材

## 1) エポキシ樹脂被覆PC鋼より線

これは、1980年代に米国で実用化され、1986年ASTMに規格化された。当初は内部非充填型を対象としたが、1993年に内部充填型が付録に追記され、2002年版から内部充填型のみが正式規格となった。国際的には、1999年にISO14655が規格化されている。

エポキシ樹脂被覆PC鋼より線は、7本より12.7mmと15.2mmを中心に、国内では外ケーブルやステイケーブルなどへの適用が増えている。また、主に塩害対策として内ケーブルにも使用されている。多くの実績を背景に、現在JIS化が進められている。外国では、米国を除いて供給者が少ないこともあり、使用は大規模な斜張橋のステイケーブルなどに限定されている<sup>54)</sup>。

エポキシ樹脂被覆PC鋼より線には、より線内部の隙間に樹脂を充填する型と充填しない型がある。ISOでは両者を規格化しているが、隙間が存在すると腐食を起こす可能性があるため通常は内部充填型(図－15<sup>54)</sup>)が用いられる。エポキシ樹脂は長期的には紫外線で劣化を起こすので、直接日射にさらされる場合には必ずポリエチレン被覆などと共に用いなければならない。



エポキシ樹脂被覆PC鋼より線については、小田原ブルーウェイブリッジ（エクストラード橋、1994年）のステイケーブルや揖斐川橋・木曽川橋（鋼・コンクリート複合エクストラード橋、2001年）の外ケーブルなどを含め、国内での使用実績は着実に増加している。

現在建設中の大規模な適用例として古宇利大橋がある。これは、沖縄県の古宇利島と屋我地島を結ぶ橋長1,960mのプレキャストセグメントPC連続箱桁橋（内外ケーブル併用）で、この種の橋梁では国内最大級の規模である。海上架橋

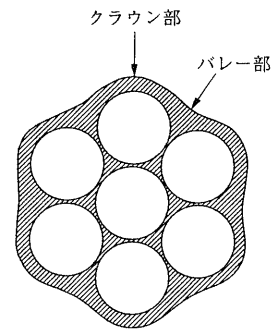


図-15 内部充填型エポキシ樹脂被覆PC鋼より線

の特に厳しい環境で塩害対策によるミニマムメンテナンス橋を目指し、①全ケーブルにエポキシ樹脂被覆PC鋼より線とPEシースの使用②定着具、偏向具にエポキシ樹脂塗装、③塩害対策指針（案）のかぶり厚を確保したうえで、エポキシ樹脂塗装鉄筋とステンレス鉄筋の使用、④高性能AE減水剤と早強性膨張材を用いた設計基準強度 $50\text{N/mm}^2$ （ $W/C=33.5\%$ ）の密実で遮塩性の高いコンクリートの使用、などの総合的配慮がなされている<sup>55)</sup>。

## 2) ポリエチレン系樹脂被覆PC鋼より線

PC鋼より線の内部に加熱液状化したポリエチレン系樹脂を圧入充填したもので、紫外線に対する耐候性が優れ、ピンホールが生じにくい。ポリエチレン系樹脂の表面にポリエステル系樹脂を被覆した硬質型も開発されており、施工時に傷が付きにくい。ポリエチレン系樹脂被覆PC鋼より線は外ケーブル、斜張橋のステイケーブル、グラウンドアンカーなどに使用されている<sup>1)</sup>。

## 3) プレグラウトPC鋼材

PC鋼材にエポキシ樹脂を塗布し、表面が凹凸状のPEシースで被覆したものである。緊張と定着時は未硬化のアンボンド状態、その後は時間の経過とともに樹脂が硬化し、コンクリートと一体化する機構となっている。エポキシ樹脂とPEシースの併用で耐食性が優れ、グラウト作業が不要となるなどの利点がある。従来の常温硬化型は水和熱で高温になるような部材には適用が困難であったが、最近では湿気硬化型のものが開発され用途が飛躍的に拡大している。

プレグラウト鋼材は、以前はほとんどが床版横締め用に用いられていたが、最近では19本より21.8mmや28.6mmの開発でPC橋の主ケーブルにも使用されている。現在の適用比率は、概略でPC橋横締め50%、PC橋主ケーブル40%、鋼橋PC床版10%程度である。

### (2) 耐食性PC鋼材

防錆を目的としたPC鋼材には、上記の被覆型の他に、めっき、ステンレス、合金チタンなどの耐食性PC鋼材がある。これらのうち、めっき鋼材（亜鉛めっき、アルミ亜鉛めっき）は、外ケーブルを中心に用いられている。

通常の耐食性鋼材SUS304でPC鋼材を造ると、高強度にはなるが、じん性が低下し、磁性を示す。これに対して、ステンレスPC鋼材はSUS304と同等以上の耐食性を有するとともに、じん性の低下が少なく、非磁性である<sup>1)</sup>。

最近、ステンレス系PC鋼材として、オーステナイト相とフェライト相からなり、緊張材として必要な特性を付与するため冷間伸線加工を施した2相ステンレスPC鋼より線が開発されている<sup>56)</sup>。その化学成分を表-11に示す。表-12の応力腐食試験結果から、水素脆性を示す $\text{NH}_4\text{SCN}$

表-11 2相ステンレスPC鋼より線の化学成分

(%)

| C    | Si   | Mn   | P     | S     | Ni   | Cr    | Mo   | N    |
|------|------|------|-------|-------|------|-------|------|------|
| 0.02 | 0.49 | 0.91 | 0.028 | 0.002 | 5.46 | 24.05 | 1.27 | 0.11 |

表-12 応力腐食試験結果

| 腐食溶液<br>溶液温度<br>載荷荷重 | 20% NH <sub>4</sub> SCN<br>50°C<br>0.8TS *1) | 20% NH <sub>4</sub> NO <sub>3</sub><br>100°C<br>0.7TS *1) | 3% NaCl<br>90°C<br>0.8TS *1) |
|----------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|------------------------------|
| 2相ステンレスPC鋼より線        | 350時間で未破断                                    | 350時間で未破断                                                 | 350時間で未破断                    |
| 普通PC鋼より線             | 8時間で破断                                       | 100時間で破断                                                  | —— *2)                       |
| SUS 304              | —— *2)                                       | —— *2)                                                    | 70時間で破断                      |

\*1) TS : 実引張荷重

\*2) 試験未実施

溶液や純応力腐食現象を示すNH<sub>4</sub>NO<sub>3</sub>溶液中で、2相ステンレスPC鋼より線は普通PC鋼より線に比べきわめて優れた抵抗性を有する。また、図-16の海水浸漬試験結果から、亜鉛めっき鋼より線やオーステナイト系ステンレス鋼のSUS304やSUS316に比べ非常に優れた耐塩性を示す。

鋼材ではないが、耐食性緊張材として連続繊維補強材も有望である。炭素繊維とアラミド繊維を中心に多数の研究結果が報告され<sup>43)</sup>、新設や既設構造物の補強用外ケーブルとしてかなり実績がある。連続繊維補強材をPC緊張材として用いる場合には、文献57)や58)などが参考になる。

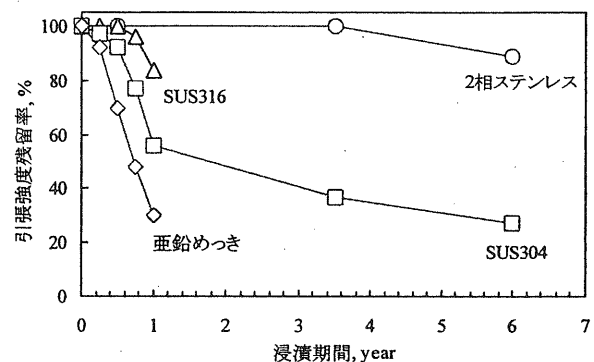


図-16 海水浸漬試験結果

### 5.3 PCより線の太径化

1996年にPC鋼より線としては最も太径の19本より28.6mmが実用化され、多くの使用実績を背景に1999年にJIS化された。従来の19本より線はより構成がシール型であったのに対し、28.6mmではウォーリントン型も許容されるようになった(図-17<sup>59)</sup>)。ウォーリントン型は、①素線の最大径が小さく可とう性に優れ、最小曲げ半径を小さくできる、②周長が長く付着面積を大きくできる、③同一外径での断面充足率が高く、高い引張荷重が得られやすい、などの特徴がある。

用途は橋梁床版の横締めがほとんどであったが、より線としての利点をすべて備え、プレグラウト加工が容易なことから橋梁主ケーブルやタンクなどにも利用されつつある。

プレテンション工法は工場製品に用いられて

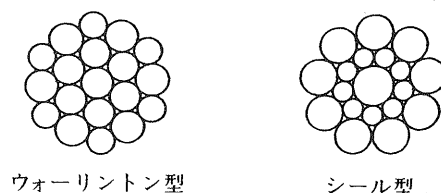


図-17 19本よりPC鋼より線のより構成

きたが、新たな利用法が検討されている<sup>36)</sup>。プレキャストセグメント工法の床版横締めへの適用がその例であるが、第二東名・名神のような3車線幅員では大容量の19本より21.8mmや28.6mmが必要となる。この場合、プレストレスの導入にはテコの原理を応用した架台を用い、簡便で経済的な装置が開発されている。

## 5.4 その他

以上の他、画期的な発想による中空PC鋼棒や圧縮PC鋼棒が実用化されている。中空PC鋼棒を用いると、現場での緊張作業が不要となるだけでなく、反力台のような大がかりな設備がなくても、現場でプレテンション部材を製作できる。一方、圧縮PC鋼棒はPC鋼棒を圧縮定着してコンクリートに引張応力を導入できるため、桁高制限から圧縮応力が許容値を超えるような場合、圧縮応力を軽減でき広範囲な設計が可能となる。

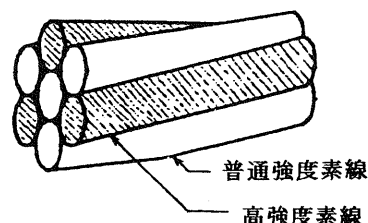


図-18 混合ストランド

また、プレキャスト部材をプレストレスで圧着接合した骨組構造接合部のエネルギー吸収能を高めることを目的として、高強度素線と普通強度素線をより合わせた混合ストランド(図-18)が考案されている<sup>60) 61)</sup>。

## 6. 高強度鉄筋

現在、JIS規格の異形鉄筋では、SD295AとSD345の生産が大部分で、SD490は全鉄筋量の0.5%程度である。一方、最近では高強度鉄筋USD685(New RC 総プロ規格：降伏強度下限値が685N/mm<sup>2</sup>の異形鉄筋)の生産量が増加する傾向にある<sup>62)</sup>。このような高強度鉄筋は、高強度コンクリートの実用化に伴って要望されるようになり、建築では1992年に45階高層建築物の柱芯鉄筋に初めて使用された<sup>63)</sup>。土木分野では、東海北陸自動車道・鷺見橋(橋長436m、PC4径間連続ラーメン橋)の高橋脚(高さ55m、118m、68mの3橋脚、1998年完成)で工期短縮とコスト縮減を目的とし、設計基準強度50N/mm<sup>2</sup>のコンクリートと併用された<sup>64)</sup>。その結果、当初計画の設計基準強度30N/mm<sup>2</sup>と(SD345・D51+鉄骨)のSRC中空断面に比べ、断面(S-SD685B・D51またはD41のRC中空)を縮小でき、鋼材量の減少と同時にコンクリート量を約30%減少でき、基礎も縮小された(S-SD685B：総プロ規格USD685Bを基に鷺見橋独自の仕様で造られた鉄筋)。

このような降伏強度(降伏点または0.2%耐力)が685N/mm<sup>2</sup>以上の高強度鉄筋は、一般に、従来の鉄筋と比べて、降伏棚が短く、降伏比(降伏強度と引張強度との比)が大きく、破断伸びが小さい。高強度鉄筋は、圧延方法により、高強度鉄筋Ⅰ種(直棒圧延：明瞭な降伏棚を有し、降伏強度に上下限値を定めたもの)と高強度鉄筋Ⅱ種(コイル圧延：細径で、明瞭な降伏棚を有さず、降伏強度の下限値のみを定めたもの)とよばれる2タイプがある<sup>65)</sup>。

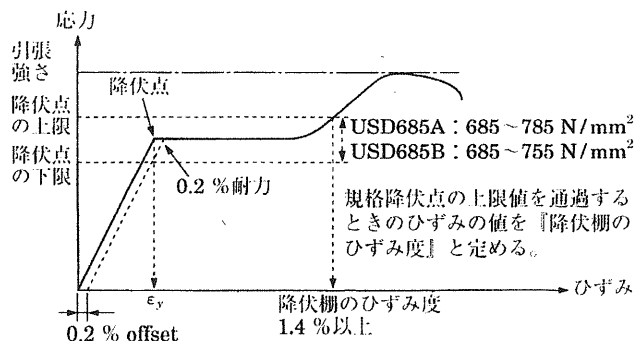


図-19 高強度鉄筋Ⅰ種の応力-ひずみ関係

高強度鉄筋Ⅰ種は、New RC総プロ(旧建設省、1988年～1993年)の品質規格(USD685A、B)に基づいて製造され、主筋としての使用を考慮して機械的性質が規定されている。その応力-ひずみ関係を図-19<sup>65)</sup>に示す。降伏棚のひずみ度は1.4%以上、破断時伸びは10%以上、降伏比は85%以下(USD685A)、80%以下(USD685B)で、鉄筋径としてはD19～D51が規格化されている。一方、高強度鉄筋Ⅱ種は、コイル圧延のため鉄筋径はD10～D16で、主筋以外の主に横方向鉄筋を対象として用いられる。この鉄筋では、降伏強度(0.2%耐力)は下限値のみが定められ降伏棚のひずみ度は規定されていないが、破断時伸びは8%以上で、降伏比は0.85～0.87である。

このような高強度鉄筋を軸方向主筋に用いると、終局限界状態の曲げおよび曲げと軸力作用下の終局耐力の面からは鉄筋量が減少し、過密配筋の解消や施工性の向上などの利点がある。反面、RC部材で供用荷重時に曲げが卓越してひび割れが発生する場合、高強度鉄筋の場合は同じ終局耐力を確保するための鉄筋量が従来の鉄筋の場合より減少する結果、使用限界状態検討時に鉄筋応力が大きくなりひび割れ幅が増大する。このような供用時曲げ卓越部材に高強度鉄筋を適用するには、ひび割れ幅の制御が重要な要件となり、適量のプレストレスを導入したPPC(PPR)構造が有効である。このように、高強度鉄筋とプレストレスを併用すると、その用途の拡大とともに、過密配筋の解消による施工性の改善やそれに伴う耐久性の向上などが期待できる。

プレストレストコンクリート技術協会に平成13年に「高強度鉄筋PPC構造研究委員会」が発足し、平成15年11月に「高強度鉄筋PPC構造設計指針」が刊行された。高強度鉄筋の特性、規定(New RC総プロ規格)やPPC構造設計への適用上の要点など、詳細は文献 65)を参照されたい。

## 7. PCグラウト

PC構造物特有の内的劣化要因としてグラウト充填不足がある。この点も含めた諸劣化要因に関しては、過去に施工されたPC橋の補修・補強事例の文献調査結果<sup>66)</sup>は貴重な資料である。

ポストテンション方式PC構造物に防食性能を有しない通常のPC鋼材を使用する場合、グラウトは構造物の長期耐久性を確保するうえで不可欠であり、グラウト材料と注入システムの高性能化はPC技術に関するきわめて重要な課題である。わが国では、グラウト充填不足問題を解決するため、ノンブリーディング型高性能注入用混和剤を用いた大規模なグラウト注入試験を含む一連の研究成果によりグラウトに関する施工マニュアル<sup>67)</sup>を作成し、詳細を定めている。

PCグラウトの品質とその合理的な性能評価法を確立するため、国内外で研究開発が着実に進められており、文献 68)に挙げたものをはじめとして多くの成果が報告されている。

## 8. おわりに

PCが今後も社会基盤施設の担い手として持続的な発展を遂げるには、主要構造物では少なくとも100年程度の設計耐用期間にわたって所要の性能を保持することが要求される。

そのためには、目的や用途に応じて、適切な構造形式の設定と設計の合理化とともに、適切な使用材料や施工法を選定する必要がある。これらは相互に密接な関係を有しており、PCという合理的な技術で一つに包括することがPC構造の高性能化の実現につながるが、特に使用材料の果たす役割は今後ますます大きくなると思われる。

上述の新しい高性能材料をPC技術と組合わせて適所に活用すると、各々の特性が十分に発揮され、PC構造の高性能化による画期的な新しい展開が期待できる。また、超耐久化により長期の設計耐用期間の設定が可能となり、ライフサイクルコストの縮減につながると思われる。

## 参考文献

- 1) 渡辺博志, 近藤 順: PC構造物における材料技術の現状と将来展望, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp.28-32, 2003.3
- 2) M.A.Hassanain and R.E.Loove: Design of Prestressed Girder Bridges Using High Performance Concrete – An Optimization Approach –, PCI Journal/March-April, pp.40-55, 1999
- 3) 菅俣 匠, 松本利美, 太田 晃, 岡沢 智: 「レオビルド S P 8 H U」を用いた水結合材比 22%以下の超高強度コンクリートの耐久性, エヌエムビー研究所報, No.14, pp.17-27, 2002
- 4) P.Richard and M.H.Cheyrezy: Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200-800MPa Compressive Strength in Concrete Technology: Past, Present and Future, Proc. of V.M.Malhotra Symposium, ACI SP-144, Edited by P.K.Mehta, pp.507-517, 1994
- 5) P.C.Aïtcin, M.Lachemi, R.Adeline and P.Richard: The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge, Structural Engineering International 2/98, pp.140-144, 1998
- 6) P.Y.Blais and M.Couture: Precast, Prestressed Pedestrian Bridge-World's First Reactive Powder Concrete Structure, PCI Journal, Sep.-Oct.1999, pp.60-71, 1999
- 7) T.Thibaux and J.A.Tanner: Construction of the First French Road Bridges in Ultra High Performance Concrete, Proc. of the 1st fib Congress, Vol.7, pp.163-172, 2002
- 8) 田中良弘, 武者浩透, 大竹明朗, 下山善秀: 超高強度繊維補強コンクリートによるPC歩道橋の設計施工法, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1603-1608, 2002.6
- 9) 武者浩透, 大竹明朗, 関 文夫, 大熊 光, 児玉明彦, 小林忠司: 無機系複合材料 (RPC) を用いた酒田みらい橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.36, No.11, pp.1-10, 2002.11
- 10) 下山善秀, 武者浩透, 中村 裕: 200N/mm<sup>2</sup>級セメント系新素材ダクトルを用いた国内初のPC歩道橋-酒田みらい橋プロジェクト-, セメント・コンクリート, No. 671, PP.36-42, 2003.1
- 11) 武者浩透, 大竹明朗, 児玉明彦, 小林忠司: 超高強度コンクリート系新素材「ダクトル」を用いたPC橋梁の設計・施工-酒田みらい橋-, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp.40-48, 2003.3
- 12) D.Etienne, M.Causse and M.Behloul: Design and Building of Seoul Peace Footbridge, Third International Arch Bridge Conference, Paris, pp.865-876, 2001.9
- 13) W.J.Semioli: The New Concrete Technology, Concrete International, pp.75-79, 2001.11
- 14) 渡辺浩良, 岡田昌之, 阿部浩幸, 佐藤重一: RPC埋設型枠の曲げ性能に関する研究, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.565-568, 2001.11
- 15) J.Walraven: Design of Structures with Lightweight Concrete: Present Status of Revision of EC-2, Proc. of 2nd Int.Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.57-70, 2000.6
- 16) 岡本亨久, 石川雄康, 榎木 隆, 笹嶋昌雄: 高性能軽量コンクリート, コンクリート工学, Vol.37, No.4, pp.12-18, 1999.4
- 17) 土木学会: 高強度フライアッシュ人工骨材を用いたコンクリートの設計・施工指針 (案),



コンクリートライブラリー106, 2001.7

- 18) 桜田道博, 角田隆洋, 村井伸康, 大西利勝: 高性能軽量コンクリートの性状とそれを用いたPC橋の試設計, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.899-904, 2001.11
- 19) 二羽淳一郎, 岡本亨久, 前堀伸平: 高品質軽量コンクリートの構造部材への適用, コンクリート工学, Vol.38, No.12, pp.3-9, 2000.12
- 20) 藤木英一, 池田尚治: 軽量コンクリートの開発の現状, 土木技術, 55巻, 11号, pp.99-105, 2000.11
- 21) 岡本亨久, 早野博幸, 柴田辰正: 超軽量コンクリート, コンクリート工学, Vol.36, No.1, pp.48-52, 1998.1
- 22) 中村亮太, 末岡英二, 佐野清史, 水谷征治, 前田 敏: 軽量コンクリートの港湾構造物への適用性に関する研究, 東洋建設技術研究報告, Vol.29, pp.43-48, 2002
- 23) N.Murai, M.Suzuki, H.Watanabe, M.Sakurada: Behavior of Prestressed Concrete Beams with Artificial Lightweight Aggrgate, Proc. of the 11th Symp. on Developments in Prestrssed Concrete, pp.39-42, 2001.11
- 24) 和地高弘, 小林和夫, 井上 晋: 高性能軽量コンクリートを用いたPC連続はり部材の基本的耐荷特性, 第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.677-680, 2003.11
- 25) 木村 慎, 井上 晋, 小林和夫: 高性能軽量コンクリートを用いたPRCはり部材の正負交番荷重下の曲げ・せん断耐荷特性, 同上, pp.681-684, 2003.11
- 26) 田村 聖, 蛭名貴之, 谷口義則, 堀川都志雄: 高性能軽量コンクリートを用いたPC床版の疲労特性に関する研究, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.893-898, 2001.11
- 27) 田村 聖, 濱田 譲, 前堀伸平, 二羽淳一郎: 高性能軽量コンクリートを用いたPC鋼材定着部の耐荷特性に関する実験的研究: 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.747-752, 2000.10
- 28) 原 幹夫: 高強度人工骨材を用いたプレキャスト部材の製造施工, コンクリート工学, Vol. 38, No.5, pp.55-58, 2000.5
- 29) K.Melby: Use of High Strength LWCA in Norwegian Bridges, Proc. of 2nd Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.47-56, 2000.6
- 30) 田村 聖, 立神久雄, 上平謙二, 石川雄康, 前堀伸平: 高性能軽量骨材コンクリートおよび波形鋼板を用いたPC橋の試設計, 土木学会第54回年次学術講演概要集V部, pp.670-671, 1999
- 31) S.Ikeda and E.Fujiki: Recent Developments in Lightweight Aggregate Concrete in Japan, Proc. of 2nd Int. Symp. on Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp.16-26, 2000.6
- 32) 阿部英雄: '96道路関連市場の現状と将来展望, 富士キメラ総研, pp.108, 1996
- 33) 真嶋光保, 幸左賢二, 大野定俊: 繊維補強セメント/コンクリート複合材料, 技報堂, 1994
- 34) 石田 博, 中須 誠, 吉田 敦: 橋梁の新材料, 土木技術, 53巻, 4号, pp.40-46, 1998.4
- 35) 水越睦視: 繊維補強コンクリートの基本特性と道路橋RC床版への適用に関する研究, 大

- 阪大学博士学位論文, 2002.1
- 36) 溝江 実, 青木圭一, 芦塚憲一郎, 池田博之, 望月秀次: 道路公団の新構造例－品質向上・耐久性向上を目指した新技術・新工法－, 第29回PC技術講習会テキスト, pp.137-164, 2001.2
  - 37) 寺田典生, 青木圭一, 中井裕司, 山村正人: コンクリート剥落防止対策の開発－繊維補強コンクリートによる剥落防止－, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.5, pp.53-60, 2003.9
  - 38) 阿部浩幸, 三浦貴洋, 栗田守朗, 吉武謙二: 高性能鋼繊維補強材料を用いて連続化されたプレキャスト構造に関する実験的研究, 第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.313-316, 2003.10
  - 39) 江本雅樹, 長谷川剛, 田中敏嗣, 市川勝俊: 超高強度繊維補強コンクリートの床版ストラット部材への適用性に関する研究, 第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.689-692, 2003.10
  - 40) P.Newhook and Aftab.A.Mufti: A Reinforcing Steel-Free Concrete Deck Slab for the Salmon River Bridge, Concrete International, Vol.18, No.6, pp.30-34, 1996
  - 41) 関田徹志: 高性能繊維補強セメント材料の設計技術の現状, コンクリート工学, Vol.38, No.6, pp.9-16, 2000.6
  - 42) 福山 洋, 倉本 洋: スマートコンクリート-高じん性コンクリート-, コンクリート工学, Vol.39, No.1, pp.104-109, 2001.1
  - 43) 上田多門: 繊維補強コンクリート-土木構造物-～連続繊維補強コンクリート～, コンクリート工学, Vol.39, No.1, pp.95-99, 2001.1
  - 44) U.Meier, M.Deuring, H.Meier and G.Schwegler: Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Research and Application in Switzerland, Canadian Society of Civil Engineering, pp.243-251, 1992
  - 45) 出雲健司, 佐伯 昇, 堀口 敬, 志村和紀: プレストレス繊維シートを用いたRC桁のせん補強について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.473-478, 1998.6
  - 46) たとえば,
    - (1) S.Matthys et.al: Strengthening by Means of Externally Bonded FRP Reinforcement, Proc. of XIIIth FIP Congress, London, Vol.2, pp.643-647, 1998.5
    - (2) 長谷川 剛, 濱口竜雅, 江本雅樹, 小林 朗: 炭素繊維プレート緊張材を用いた「平和橋」の補強, 第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.349-352, 2003.10
  - 47) M.B.Leeming et. al: The Rehabilitation of Deteriorated Post-tensioned Beams by Bonding with Advanced Composite Plates, Proc. of FIP Symposium on Post-tensioned Concrete Structures 1996 (London), Vol.1, pp.434-443, 1996.9
  - 48) 安森 浩, 高橋輝光, 濱田 譲, 小林 朗: 炭素繊維プレート緊張システムの開発, 第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.609-612, 2003.10
  - 49) 池田尚治: 次世代のPC技術について, プレストレストコンクリート, Vol.41, No.6, pp.14-16, 1999.11
  - 50) 落合征雄, 小森秀樹, 萩原昌明, 市原哲也: 330K (2300N/mm<sup>2</sup>) 級PC鋼より線の開発,

- プレストレストコンクリート, Vol.39, No.1, pp.79-82, 1997.1
- 51) 神鋼鋼線工業株式会社：技術資料－高強度PC鋼より線（7本より15.2mm），2003.6
  - 52) M.Schupack：Prestressing Reinforcement in the New Millennium, Concrete International, pp.38-45, 2001.12
  - 53) H.R.Ganz：Recent Developments in the Protection of Prestressing Steels, Proc. of the first fib Congress 2002, Vol.6, pp.1-10, 2002.10
  - 54) 三浦 尚, 角 昌隆：内部充填型エポキシ樹脂被覆PC鋼より線技術の現状, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp.100-111, 2003.3
  - 55) 神村美州, 高野 諭, 柳田将貴, 隠塚功一郎：海上に架橋されるプレキャストセグメント橋の高耐久性化をめざして－古宇利大橋－, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.643-648, 2001.11
  - 56) 白濱昭二, 方 蘇春, 小林 剛, 宮川豊章：2相ステンレスPC鋼材の基礎的諸特性およびこれを用いたプレストレストコンクリート部材の曲げ載荷特性に関する研究, 材料, Vol.48, No.10, pp.1199-1206, 1999.10
  - 57) コンクリート委員会連続繊維補強材研究小委員会：連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）, コンクリートライブラリー, 土木学会, No.88, 1996
  - 58) コンクリート委員会示方書小委員会補強設計編作業部会：コンクリート構造物の補強指針（案）, コンクリートライブラリー, 土木学会, No.95, 1999
  - 59) 山田真人：PCの新しい材料入門講座-PC鋼材-, プレストレストコンクリート, Vol.41, No.6, pp.86-91, 1999.11
  - 60) 田中久也 他5：混合ストランドを用いた圧着工法による架構の構造性能に関する研究（その1：実験計画と材料の性質）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1995.8
  - 61) 原田浩之 他5：混合ストランドを用いた圧着工法による架構の構造性能に関する研究（その2：実験結果）, 同上, 1995.8
  - 62) 吉野次彦：材料－補強材－鋼材, コンクリート工学, Vol.39, No.1, pp.70-73, 2001.1
  - 63) 大川 潤 他4：45階建超高強度RC造集合住宅の設計 その1 設計方針と構造設計概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.141-142, 1994.9
  - 64) 水口和之, 芦塚憲一郎, 大塚一雄：高強度鉄筋, 高強度コンクリートの高橋脚への活用, コンクリート工学, Vol.36, No.11, pp.37-40, 1998.11
  - 65) 出雲淳一：高強度鉄筋のPPC構造への適用について, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.6, pp.56-63, 2003.11
  - 66) プレストレストコンクリート技術協会：PC橋の耐久性向上マニュアル, 2000.11
  - 67) プレストレストコンクリート建設業協会：PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル（2002改訂版）
  - 68) たとえば、
    - (1) 山口隆裕, 広瀬晴次, 笹子和弘, 島根征哉：PCグラウトの流動性に関する試験システムの開発研究, プレストレストコンクリート, Vol.44, No.5, pp.77-81, 2002.9
    - (2) Proc.of 1st fib Congress 2002, Session 7－Development of new materials-, 2002.10
    - (3) 向野元治, 笠倉和義：ポストテンション緊張材のグラウト特性, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.3, pp.57-64, 2003.5

- (4) 山口征伸, 水上伸介, 川村幸典, 鈴木雅博, 出雲淳一: 実物大レベルにおけるPCグラウトの流動性および充填性に関する基礎的実験, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.5, pp.87-91, 2003.9
- (5) J.-Ph.Fuzier: グラウトとグラウト技術の発展 (抄訳), PC構造物の現状と問題点とその対策, pp.225-230, 2003
- (6) 辻 幸和, 池田正志, 谷口友一, 杉山隆文: 高炉スラグ微粉末を用いたPCグラウトの流動性および強度, 同上, pp.285-292

# 資 料





## － 資 料 －

## プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

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

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

\*印はテキスト在庫あり

平成16年 1月31日 印刷  
平成16年 2月 3日 発行

プレストレストコンクリート構造物の新たな動向

頒価5,000円  
(〒500)

発行者 桑 山 誠 東京都新宿区津久戸町4番6号

印刷所 有限会社 コーケン印刷 東京都千代田区飯田橋 3-2-9

発行所 日本プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521

FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821

東京都新宿区津久戸町4番6号

第三都ビル

