

新しいPC技術の動向

—第26回 PC技術講習会—

平成10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

プレストレストコンクリートの世界の動向	1
---------------------------	---

横浜国立大学教授・本協会理事	池 田 尚 治
日本大学教授・本協会常務理事	山 崎 淳

建築における高強度コンクリート研究と実際応用	25
------------------------------	----

京都大学教授・本協会理事	渡 邊 史 夫
--------------	---------

コンクリート道路橋施工便覧の改訂について	41
----------------------------	----

(株)日本道路協会コンクリート道路橋施工便覧改訂分科会長	一 桝 久 允
日本道路公団技術部構造技術課課長代理	池 田 博 之
日本道路公団東京第二建設局建設部構造技術課課長代理	細 木 康 夫
日本道路公団技術部構造技術課	青 木 圭 一
首都高速道路公団神奈川建設局設計課課長補佐	佐々木 一 哉

高速道路および都市高速道路における P C 橋の動向と事例	93
-------------------------------------	----

ー日本道路公団の場合ー

日本道路公団技術部構造技術課長	小 川 篤 生
日本道路公団技術部構造技術課	青 木 圭 一

ー阪神高速道路の場合ー

阪神高速道路公団工務第一課長	中 島 裕 之
阪神高速道路公団工務部設計課長補佐	幸 左 賢 二

P C コンボ橋の設計・施工について	121
--------------------------	-----

(株)プレストレスト・コンクリート建設業協会技術部会

部 会 長	野 村 貞 広
副部会長	林 下 敦
部会委員	西 尾 浩 志
同	山 根 隆 志
同	岩 本 久 信

(株)プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術次長	石 川 善 信
-----------------------------	---------

プレストレストコンクリートの世界の動向

横浜国立大学教授・本協会理事 池 田 尚 治
日本大学教授・本協会常務理事 山 崎 淳

1. はじめに

プレストレストコンクリートの世界の動向について、著者らの知る範囲のことを述べる。なお、日本国内の事柄に関しては他の著者との重複を避けるために橋脚軸方向プレストレスによる耐震性能向上に関するものの以外は含めていない。

2. F I P 1997年シンポジウムについて

F I Pの1997年の国際シンポジウムは、南アフリカ共和国のヨハネスブルグで1997年3月9日より12日まで開催された。

基調講演は、Walther 教授の「ヨーロッパおよび北アメリカにおける最近の構造物の状況」、および Alimchandani 博士の「アジアにおける構造物の状況」であった。Walther 教授は、必ずしも好ましくないデザインの構造物や、高さや長さのみを意味なく競う構造物について強く批判した。また、第2セバン橋、プリンスエドワード島橋、Millau 橋、および吊床版橋であるドイツの Ingoldstadt のグニューブ橋など多くの最近の特色ある橋梁の紹介が行われた。

Alimchandani 博士は、日本の伊唐大橋、小田原ブルーウェイ橋の紹介なども行った。

この国際シンポジウムの論文集の目次を付録として示す。

3. 南アフリカのコンクリート橋

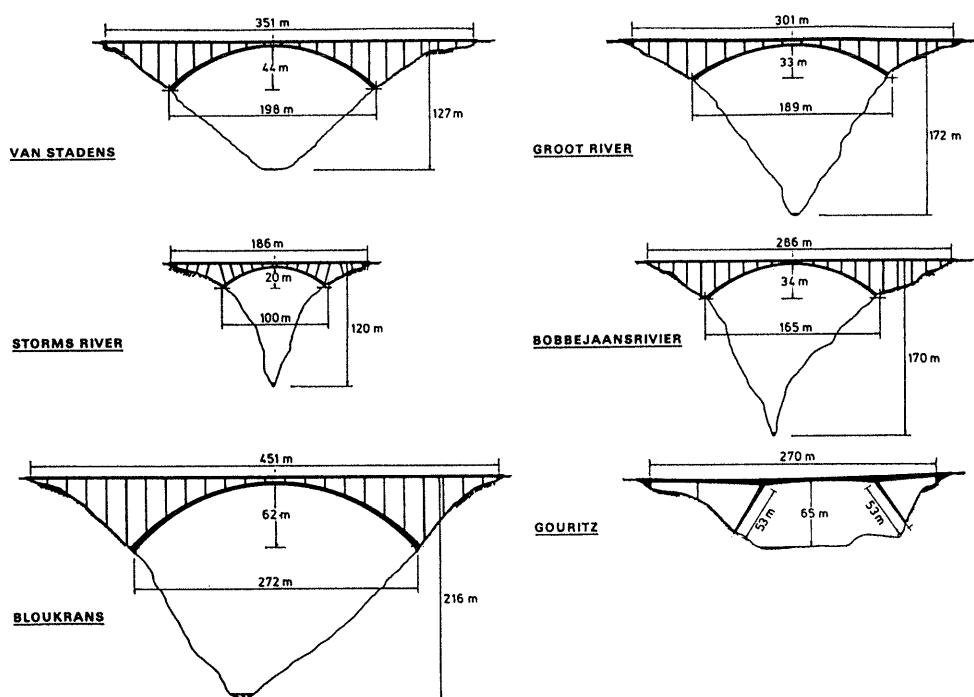
南アフリカ共和国の南岸ではガーデンルートと呼ばれる観光に人気のある自動車道を建設するに際し、いくつかの長大コンクリートアーチ橋などの建設が行われた。

図-1 および表-1 にその概要を示す。⁽¹⁾

Storms River 橋はイタリアの Riccardo Morandi 氏の設計によるものであり、1954年に完成した。この橋の設計は国際コンペで Morandi 氏の案が採用されたものである。架設方法は、アーチの基部に近い部分を先ず架設し、次に両側のアーチリブ先端にヒンジをつけて残りのアーチリブを鉛直に造った後にこれを回転して閉合する画期的な工法であった。いわゆるロワリング工法である。

アーチリブの架設に際しては先ず2本のアーチリブを架設した後に両者を一体として単一リブとすることにより架設時の重量の軽減が図られた。

Van Stadens 橋は1970年に完成したものであり、竣工当時は世界で6番目に長いコンクリートアーチ橋であった。架設に際しては鋼埋込みタイプの張出し架設工法が採用された。そして吊材として tie-back ケー



図－１ 南アフリカのガーデンルートの橋梁

表－１ 南アフリカのガーデンルートの橋梁

	Van Stadens	Storms River	Bloukrans	Bobbejaans	Groot River	Gouritz River
Deck length (m)	351	186	450	285	300	270
Clear span of arch/frame (m)	198	100	272	165	189	170
Total height (m)	127	120	216	170	172	65
Date of completion	1970	1954	1983	1983	1983	1977

ブルが用いられた。この工法は恐らく当時世界で初めてのものである。上部桁部分はプレキャスト梁とスラブが用いられた。

Bloukrans 橋は1983年に完成した支間272mの長大コンクリートアーチ橋であり、完成時世界で4番目の長大コンクリートアーチ橋であった。架設は片持張出し式のケーブル架設工法であり、片側は31セグメントから成る現場打ち工法である。上部桁は現場打ちのダブルティー構造である。耐震解析やクリープ解析も実施された。Groot 橋、Bobbejvans 橋も同様にして1983年に完成した。

Gouritz River 橋は方杖式 (strut-frame) 橋梁で中央けた支間長は105mであり、フレーム支間長は170mである。1891年に旧橋が完成し、また、1931年に鉄道橋が完成している路線に新たに自動車道として1977年に古い2つの橋梁と平行して完成した。斜めのストラットは吊り工法により張出し式に架設された。また、架設時用としてストラット付根部には簡易なヒンジが用いられた。中央支間部分は方持ち式の架設工法によって行われた。

4. *fib* について

F I Pは1998年5月に第13回大会をオランダのアムステルダムで開催するが、この時をもってC E Bと統合し、*fib* となる。従って、1952年に設立されたプレストレストコンクリートに関する国際組織は46年を経過して新たに国際構造コンクリート連合 (*fib*) として発展することになる。

新たに発足する *fib* の規約の概要は次の通りである。この規約中のC H Fはスイスフランのことである。

また、日本はP C技術協会と日本コンクリート工学協会が協同して *fib* に参加することが決定されており、種々検討の結果、代表会員数4の資格とすることとした。なお、この規約についての細部は現在、設立準備グループによって検討中である。

fib の規約 (Statutes) の概要⁽²⁾

- (1) 名称 : federation internationale du beton, ロゴとして “*fib*” を用いる。
- (2) 目的 : コンクリート構造の技術・経済・景観・環境に関わる性能を改善する科学的研究と実用技術を国際レベルで推進する。
そのために、(i) 研究の推進と研究・工事から得られた知見の総合、(ii) 新知見を設計・施工に適用する活動の推進、(iii) 成果を普及する出版・ガイダンス・国際会議など、(iv) 性能規範と環境への配慮に基づく設計・施工基準の作成、(v) 新しい進歩に関する情報交換、を行う。
- (3) 構成と会費 :
正 会 員—○国代表会員グループまたは代表会員の国グループ (会費 I)
参加会員—○賛助会員 (TG 委員を指名できる)
 (会費 II ; 3 000 CHF/年)
 ○大学・研究所会員
 (会費 III ; 750 CHF/年)
個人会員—○出版物購読会員
 (会費 IV ; 400 CHF/年)
 ○ニュース購読会員
 (会費 V ; 120 CHF/年)
 ○学生会員 (会費 VI ; 30 CHF/年)
正会員の会費は、総会への国代表会員の数と会議における投票権数に対応して定まる (たとえば、代表会員数 1, 2, 3, 4, 5 のそれぞれに対して、3, 5, 7, 14, 21, 28 k CHF/年)。
- (4) 代表会員・副代表会員 : 各国のメンバーの組織は、各国の学協会が選出し、国代表会員グループを構成する。各グループは、所定の国代表会員数によって国代表団を構成して総会に出席する。賛助会員は、1 人の総会出席者 (投票権なし) を派遣できる。
- (5) 事務局は 2, rue du Commerce, Geneva におく。
- (6) 会の存続期間は限定しない。
- (7) 代表会員による総会 (General Assembly) の役割 : 総会は ①会長 (President), 会長代理 (Deputy President), 14 委員 (4 は Praesidium, 10 は Steering Com.) の 16 委員の選出を行う。 ② Praesidium メンバー以外からの会長代理の候補者は、少なくとも 3 カ国の代表会員グループから提案されなければならない。③他の候補者は国代表グループから提案される (提案は選挙の 2 カ月前)。また、④会則の改正、会の解散の決定、⑤コンクリート技術に関する結論、国際基準とモデルコードの採択、⑥会費未納の国代表グループの除名、などを行う。
- (8) 総会の開催は 2 年ごとで、あらかじめ通知する議題の外は審議決定されない。10 カ国以上の要請があれば臨時総会を行う。

- (9) 総会成立要件は、国代表会員または副代表会員の1人によって、国代表会員全員の半数以上の出席となり、かつ全投票権数の半数以上が行使される条件を満たすときに、成立する。会則改正は「半数」を「3分の2」とする。
- (10) 投票による採択は出席した投票者の半数以上の賛成による。会則の改正は「半数」を「3分の2」とする。
- (11) 総会での全ての採択事項は記録され、出席した Council メンバーによってサインされる。
- (12) Council の構成と責任：① Council は、主国代表会員、会長、会長代理、前会長、事務局長、名誉会長からなり、年に1回以上開催する。②また副会長 (Vice-President) は、Council メンバーの中で、5人までが選出され、主として地域活動に携わる。③ Council は、そのメンバーから名誉会計長を選出する。名誉会計長は会の出納を監視し、公証人と連絡し、総会に報告する。また Council は④予算・決算などを審議し、⑤研究委員会の設置とその chairman の指名を行い、⑥大会 (Congresses) とシンポジウムの日取りと Working session の内容を、開催国の国代表会員グループと協議して決定する。⑦また正会員と参加会員の入・脱会の決定、⑧賞と種々のメダルの設置、などを行う。
- (13) 会長は、任期を2年とし、その前の2年を会長代理、後の2年を前会長として働く。
- (14) 会長代理は、任期を2年とし、次期会長として働く。
- (15) Praesidium は、会長・会長代理・前会長、2人の Steering Com. の Chairman 代理、4人の選出委員、事務局長および2人までの互選委員からなり、全員の合意によって運営される。総会と Council における決議の実行について勧告を行い、fib の各グループが関わるコンクリート技術推進の全ての領域にイニシアティブをとる。
- (16) Steering Com. は ①会長または会長代理の一方 (Chairman)、10人の選出委員、研究委員会の Chairman からなる。選出委員の任期は4年 (再選は2年) とする。② Praesidium への代表として2人の Chairman 代理を選出する。少なくとも年に1回開催し、研究委員会とTGの活動をガイドする。③研究委員会とTGの設置・期間・構成のほか、Chairman の提案、成果の監視について責任をもち、各委員の積極的な活動を促し、出席不良の委員の辞任を求め適任委員の提案を行う。④また種々の活動の成果を普及する適切な方法、また関係があるところでは、総会において“Technical Resolution による公式の承認”を探る必要について、Praesidium と Council に勧告を行う。
- (17) 研究委員会とTG：①研究委員会 (Commission) は25人からなり、任期は4年とする。再任が認められる。Chairman は、Steering Com. により提案され Council で承認される。任期は4年で再任が認められる。②TGは、特定の事項に関して、特定の期間、限られた数の委員で設置される。Chairman は Steering Com. で任命される。Steering Com. は委員を任命し、また Chairman の指名者を確認する。
- (18) 会費：① Council は、fib の運営を長期的に判断して会費の水準を定める。インフレーションの評価は Swiss S I A 指標による。②正会員には、投票権に対応する会費水準が定められる。それは各正会員が選択し3年間以上維持される。③賛助会員の会費は Council が定める。④大学・研究所会員、出版物購読会員、ニュース購読会員、学生会員の会費は、fib の活動の必要を考えて Coun

cil が定める。

(19) 国際大会とシンポジウムは、①定期的に開催され、国代表会員グループが責任をもつ。②それは Council が定めた規制により、開催国の代表会員グループとの協力により行われ、③ *fib* は、科学と技術の側面にのみ責任をもつ。④ Praesidium が定めた条件を満たす団体が開催するシンポジウムのスポンサとなる。

(20) 会則の改正は、総会で、3分の2以上の賛成によって行う。

5. 複合橋梁とエクストラードズド橋

海外の状況として、以下に、複合橋梁とエクストラードズド橋に関して触れたい。

複合橋梁の概念は広い範囲の構造を指すが、ここでの議論は、従来の P C 箱桁の長所を生かし、短所を補う構造としての鋼・コンクリート複合 P C 橋に限定する。

短所を補う考えとは、箱桁の腹部のコンクリート部分が強度上余分であり、不要な自重を増加させていることから、この部分のコンクリート腹部を鋼トラスまたは波形鋼板で置き換えるというものである。その場合従来コンクリート腹部に配置されていた P C 緊張材を、外ケーブルとして配置しても P C 箱桁の強度性能上の長所を十分生かせることが確認されたことから、複合構造の利点が生ずる。

これらの新しい構造は、過去ほぼ10年の間にフランスで出現し、その都度本講習会テキストでも第一著者により紹介され、構造の成り立ちや、架設方法などは既に知られているので、本稿中の写真とその説明は、本講習会テキストのシリーズとしては新しいものは少ないが、本稿の参考として掲載している。

現在日本道路公団の道路橋建設で、既にほぼ完工したものと設計中のものは、従来のフランスでの規模をスパン長などで越えるものであることと、供用時の耐久性や耐疲労性、また設計の考え方の詳細を理解する必要が生じたことから、調査研究が進められている。調査研究の中心は、日本道路公団の構造技術課にあり、本社ならびに名古屋・静岡建設局が連携し、本社構造技術課長・小川篤生氏の精力的な指導のもとに進められている。その一環として、高速道路調査会に設置された委員会を中心にして、フランスの現状調査が平成9年9月に実施された。

調査結果として、フランスでの複合橋梁に関しては、(1) 供用時の状態は極めて良好であり、耐久性や耐疲労性の問題は見られないこと、(2) 複合 P C 橋としての設計規準は特に作っておらず、関連の従来規準の部分を適用していること、(3) 実験や解析を行って未知の問題を十分に研究してきたこと、(4) 接合の技術については現在もより良いものを求めて研究中であること、(5) 現存の比較的小規模の橋も、より長大な橋の実験としての意味があること、などが確認された。

これらの調査結果は、報告書・関連資料・写真集・スライドとして年度末までに高速道路調査会に保存すべく作業中である。現在フランスの橋梁関係者とわが国との技術交流は、極めて活発かつ友好的であって、日本道路公団・構造技術課及びパリ支局とフランスの道路研究所であるセトラ (SETRA) および、元セトラ橋梁部長・ヴィルロジュー (Virlogeux) 教授との継続的交流協力関係を軸としていると思われる。今後とも長期的に協力関係を維持することはわが国の橋梁関係者にとってこの上なく良いことと思われるので、情報が高密度で、人的結付きが緊密である意味では、セトラ・日本道路公団の軸を中心とするのが良いと思われる。

複合PC橋の例を以下にまとめて写真とともに述べる。

複合トラス橋のうち、プロネ橋（同一路線の3橋の総称）（Boulonnais）（写真－1，2）は最新・最大であり、鋼トラス部材は相互に結合せず、直線部材として端部に鉄筋を結合して上下のコンクリート床版に埋め込んでいる。

アルボア橋（Arbois）（写真－3，4）では、鋼トラス部材はガセットプレートにより相互に結合されそのプレートに結合されたループ鉄筋ごとコンクリートに埋め込まれている。

複合トラス橋は、断面輪郭を台形として、トラス腹部を4面用いるW形断面とするもの（プロネ橋、アルボア橋）と、輪郭を3角形として立体トラスとするもの（ロワズ橋）とがある。

波形腹板橋のうち、ドール橋（Dole）（写真－5，6）は、腹板の上下にフランジが結合されジベルでコンクリートに結合されている。桁は現場打ちセグメントからなり、鋼フランジ同士は接触しないことがプレストレスをコンクリートに有効に導入するために必要である。一方、日本の場合は、新潟の新開橋を第1号橋とし、日本道路公団・（株）ピー・エスの本谷橋（97m）へと発展しているが、本谷橋では腹板の上下に鋼フランジを持たず、コンクリートの接合は、第一著者を委員長とする技術検討委員会において独自に採用されたものである。⁽³⁾

モープレ橋（Maupre）（写真－7，8）は、3角形断面とすることにより、コンクリートの下床版を必要とせず、コンクリート充填鋼管構造としたものである。

ロワズ橋（Roize）（写真－9，10）は、4角錐形の立体トラスと上床版を複合したものであり、複合トラス橋ではあるが、断面形の構成の考えとコンクリートの下床版を必要としない点では、モープレ橋に類似点がある。

わが国で現在検討されている複合トラス橋では、鋼トラス部材を相互に結合する方式が進められているようである。この場合、トラス部材の力の軸線と上下床版の力の軸線の関係により、局部に未知の応力が残らないように慎重な検討が行われている。

フランスのプロネ橋の接合部の考え方はこれとは対照的に鋼トラス部材を相互に結合しない方式である。プロネ橋の設計・施工を行ったブイグ社（Bouygues）は、全PCトラス橋のシラン・グラシェ橋、更に遡ってクエイトのブヴィアン橋での経験を経て、プロネ橋を設計したと言われている（IABSEポルトガル・シンポジウム論文集）。

エクストラードズド橋については、従来技術の自然な適用の点では、日本道路公団・日本構造橋梁研究所・住友建設によるスパン長180mの衝原橋が良い例である。スパン長275m木曾三川橋のような規模への適用は、設計施工の最高水準の技術がある場合には極めて有用であると思われる。

海外の技術者によるエクストラードズド橋としては、平成9年7月にフランスのグルノーブルの東に完成したサンレミ・ド・モリエヌ橋（St.Remy de Maurienne）（写真－11）と、現在施工中のスイス東部クロスターズ村（Klosters）のズンニベルグ橋（Sunniberg）（写真－12）が興味深い。両橋ともに桁は箱桁ではなく、エッジビーム付きの床版であり、サンレミ・ド・モリエヌ橋はリブ付き床版、ズンニベルグ橋の床版はRCである。エッジビームの桁高はいずれの場合も1m以下である。サンレミ・ド・モリエヌ橋は、最大スパン52mの2径間連続桁、ズンニベルグ橋は5径間連続桁で最大スパンは140mである。ズンニベルグ橋は、クリスチャン・メン（C.Menn）教授が十数年前から構想していたと言われており、構造の呼び名は、当事者達はエクストラードズド橋とは言わず、斜張橋と言っている。桁と主塔の比率は日本のエクストラードズド橋に近いが、活荷重による斜材の応力の変動は、日本のエクストラードズド橋の場合より大きいので許容応力は低く抑えられている。

日本とフランスのエクストラードズド橋は、構造原理はマティヴァ（Mathivat）が発表し猪股博士により日本に紹介された構造原理に則って設計されている点で共通しているが、斜材の細い・太いの違いや箱桁と版桁の違いなど対照的であって見た目は同一名称で呼ぶのがためられるほどである。一方、スイスのズンニベルグ橋は、日本とフランスで言うエクストラードズド橋の範囲よりは斜張橋に近い。これらの例を見て感ずることは、日本でのエクストラードズド橋の実績は海外の技術者に知られているが、原理は同じでも、敢えて形態が異なったものを作ろうとしたのではないかと推察すると技術者の競争意欲が想像されて興味深い。また、スイスの例は、原理の境界が斜張橋の原理と連続していることを思わせる。

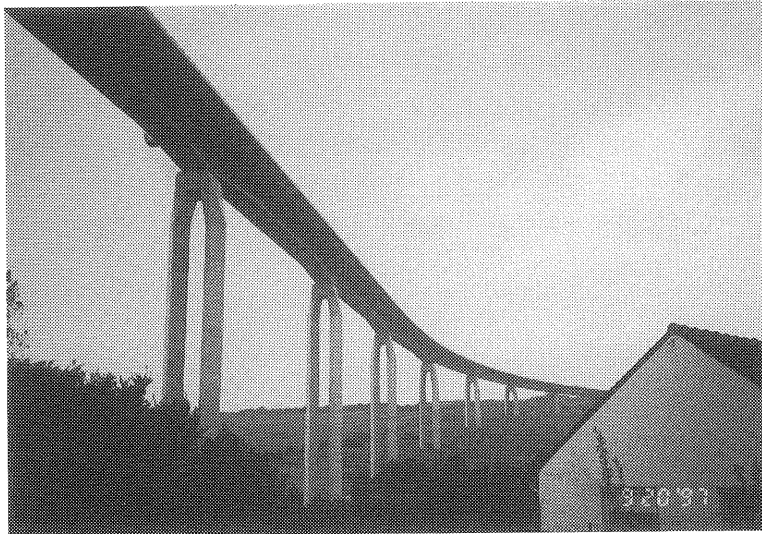


写真-1 プロネ橋 外観

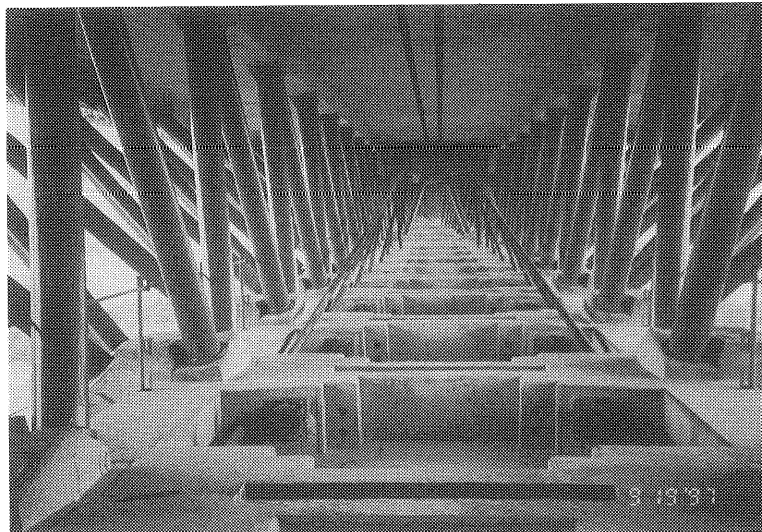


写真-2 プロネ橋 断面

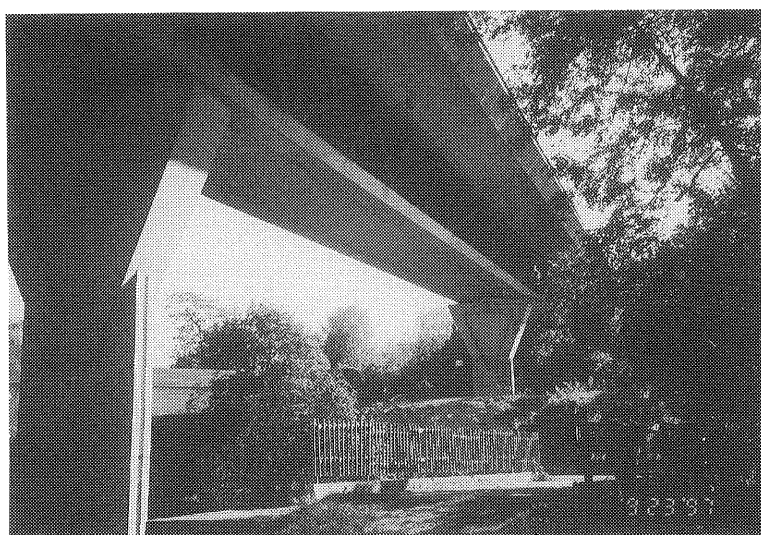


写真-3 アルボア橋 外観

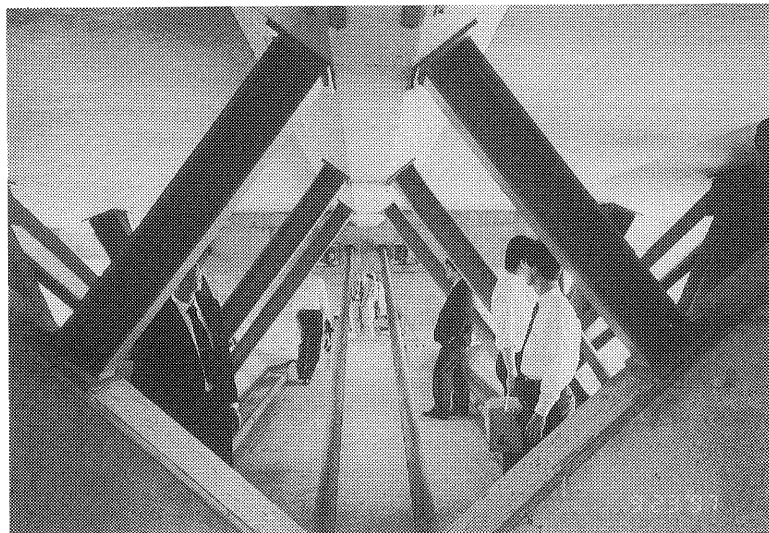


写真-4 アルポア橋 断面

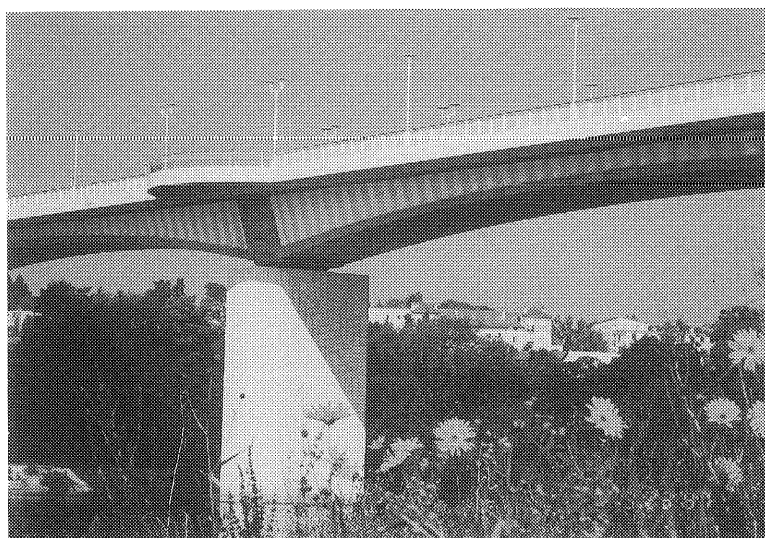


写真-5 ドール橋 外観



写真-6 ドール橋 断面

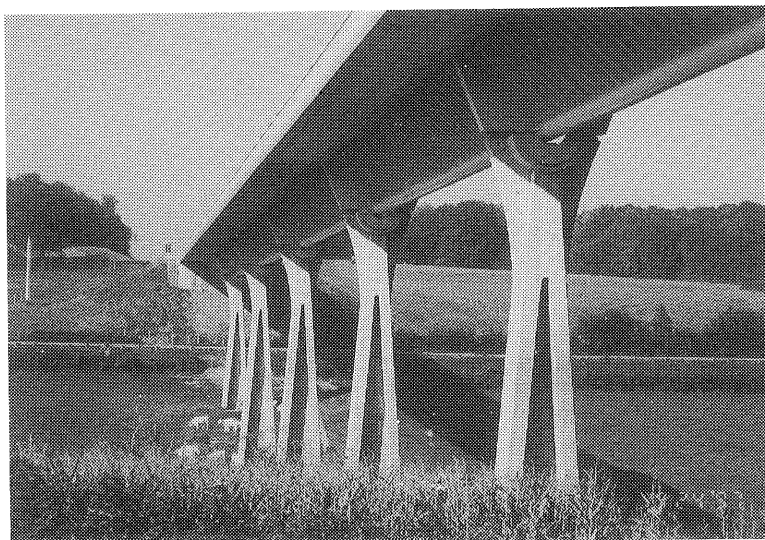


写真-7 モープレ橋 外観



写真-8 モープレ橋 断面

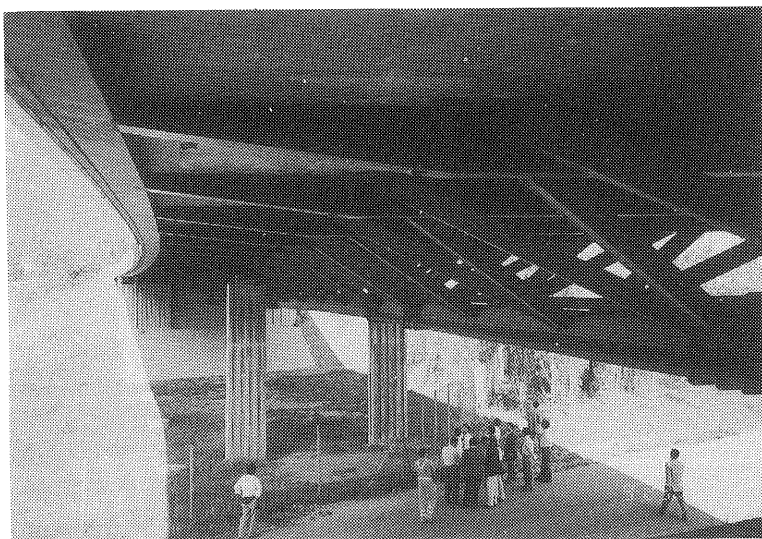


写真-9 ロワズ橋 外観

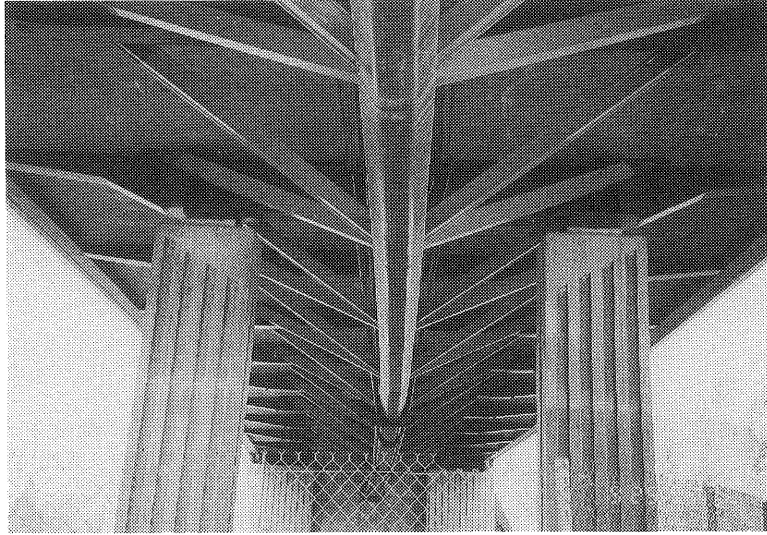


写真-10 ロワズ橋 断面

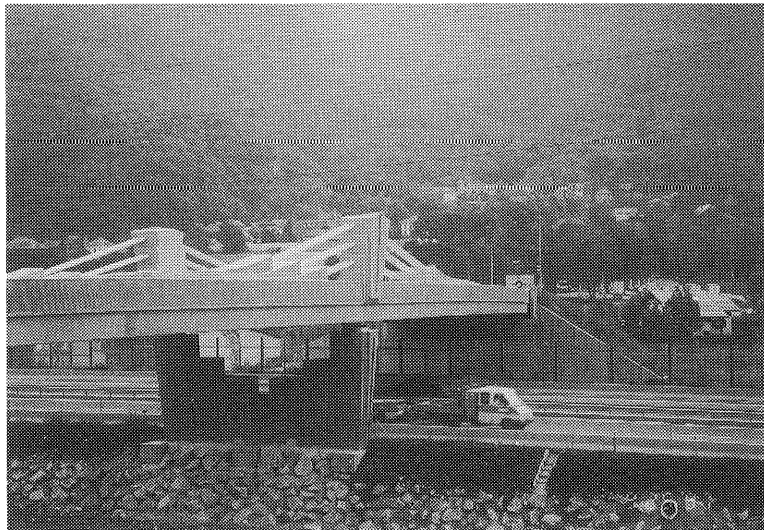


写真-11 サンレミ・ド・モリエヌ橋

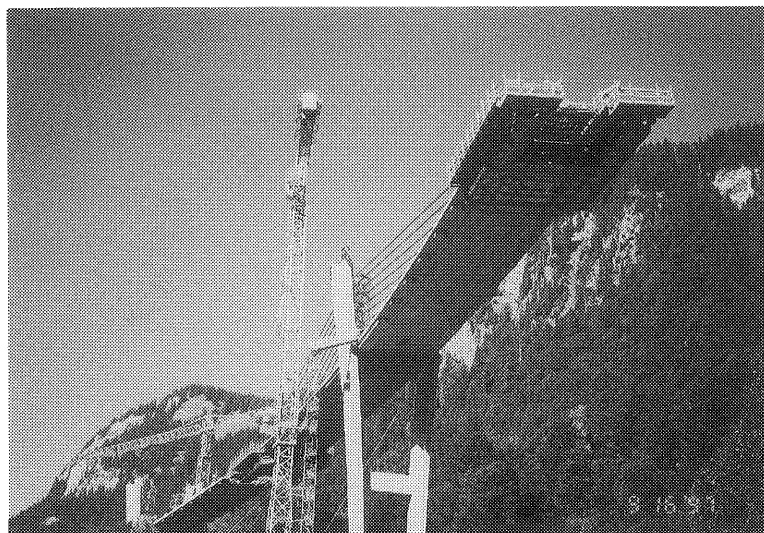


写真-12 ズンニベルグ橋

6. 軸方向プレストレスによる橋脚の耐震性向上

先般の兵庫県南部地震では、応答の増幅を考えると重力の加速度の2倍ものパワーが橋脚の水平方向に作用したこととなり、現在の鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、柱根元部に十分な塑性変形能を持たせることで、部材を崩壊などの致命的な損傷から逃す手法が採られ始めている。このように、我が国の橋脚は地震時に大きな曲げモーメントとせん断力に抵抗する必要があるが、これに対してはプレストレストコンクリート構造が極めて合理的な構造形式であると考えられる。

ここでは、これに関するパイロット的な研究成果を紹介する。⁽⁴⁾

研究に用いた供試体の形状、諸元、実験結果の概要については図-2～5、表-2～3に示す。

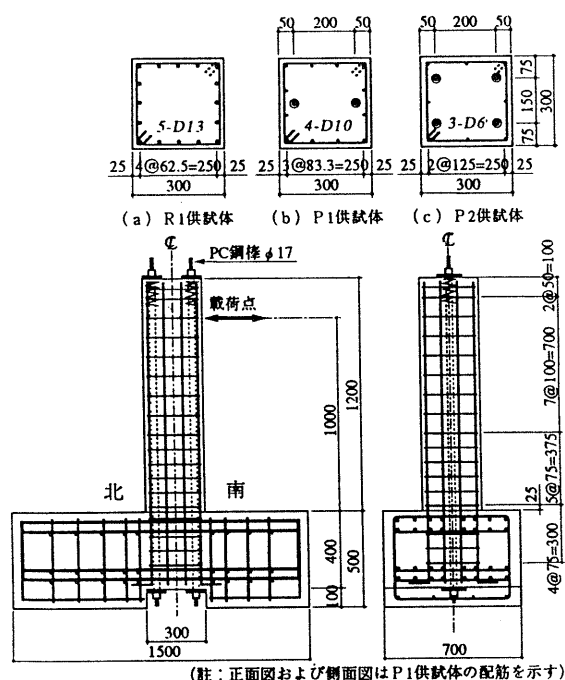


図-2 橋脚P-C構造供試体の形状寸法(mm)

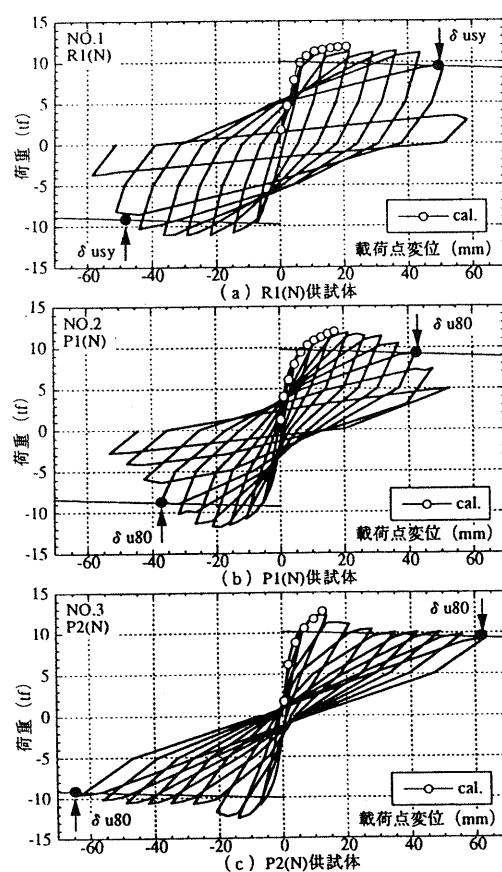


図-3 荷重変位曲線（外軸応力10kgf/cm²）

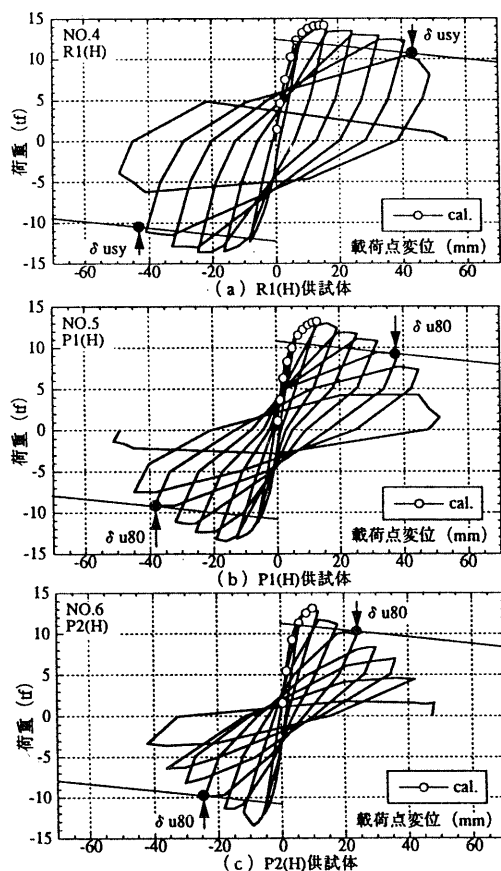


図-4 荷重変位曲線（外軸応力40kgf/cm²）

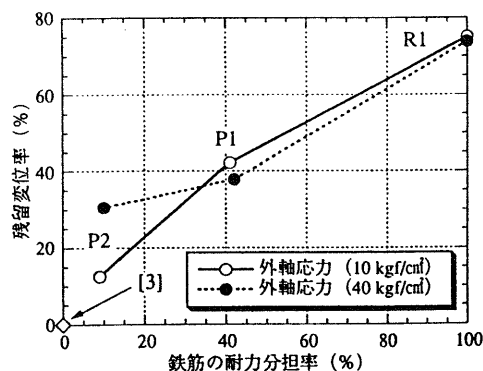


図-5 残留変位率と鉄筋の耐力分担率

表-2 橋脚PC構造供試体の諸元

NO.	記号	外軸応力 (kgf/cm ²)	軸方向鉄筋 (kgf/cm ²)	鉄筋	緊張材	帯鉄筋	鉄筋の耐力 分担率 ^{*1}
1	R1(N)	10	0	16-D13 (2.25%)	-	柱基部 D6@75 (0.28%)	100%
2	P1(N)		35	12-D10 (0.95%)	2-φ17 (0.51%)		41%
3	P2(N)		70	8-D6 (0.28%)	4-φ17 (1.01%)		9%
4	R1(H)	40	0	16-D13 (2.25%)	-	その他 D6@100 (0.21%)	100%
5	P1(H)		35	12-D10 (0.95%)	2-φ17 (0.51%)		42%
6	P2(H)		70	8-D6 (0.28%)	4-φ17 (1.01%)		10%

*1: ()のNは外軸応力10kgf/cm²、Hは外軸応力40kgf/cm²を示す
 *2: ()内の数値はそれぞれ軸方向鉄筋比、PC鋼材比、帯鉄筋比を示す
 *3: 鉄筋降伏時の分担率を示す

表-3 実験結果の一覧

供試体	降伏荷重	最大耐力	降伏変位	終局変位(mm)	初性率
NO. 記号	Py(tf)	Pmax(tf)	δy(mm)	δusy ^{*1} δu80 ^{*2}	δusy/δy δu80/δy
1 R1(N)	9.71	11.2	7.32	49.0 50.9	[6.7] 7.0
2 P1(N)	9.66	11.7	6.25	39.0 39.7	6.2 [6.4]
3 P2(N)	11.0	12.4	7.04	25.6 63.1	3.6 [9.0]
4 R1(H)	12.0	13.7	7.48	43.2 44.9	[5.8] 6.0
5 P1(H)	11.3	13.2	6.41	35.2 38.1	5.5 [5.9]
6 P2(H)	12.0	13.3	5.96	18.0 24.1	3.0 [4.0]

*1: 復元力の限界値を降伏荷重とした場合
 *2: 復元力の限界値を最大耐力の80%とした場合

これらの結果をまとめると次の通りである。

①アンボンド方式のプレストレストコンクリート柱は、コンクリート強度に対する全軸方向圧縮応力度が概ね25%程度以下であれば、従来の鉄筋コンクリート柱と同程度の靱性率を有することが明らかとなった。

②アンボンド方式のプレストレストコンクリート柱の鉄筋降伏後の残留変位は、同じ外軸応力を載荷した鉄筋コンクリート柱のその半分から1/5程度であった。また、プレストレストコンクリート柱の残留変位は、曲げ耐力に占める軸方向鉄筋の分担率が低いほど小さくなる傾向が示された。

③プレストレストコンクリート柱は、一般に帯鉄筋で囲まれた柱根元部コンクリートの斜めひび割れ発生が少なく、鉄筋コンクリート柱よりも終局時の損傷が軽微であった。

現在、PC技術協会ではこの課題に関する研究委員会を組織し、35社からの委託を受けて実験研究を実施中である。

7. お わ り に

以上に述べた事項のほかに、橋梁としては、ポルトガルで建設中のバスコ・ダ・ガマ橋（中央支間430mのPC斜張橋）、インドネシアで建設中のパタム・トントン橋（中央支間350mのPC斜張橋）、フィリピンで建設中のマンドエ・マクタン橋（中央支間185mのエクストラードーズド橋）、およびフランスのTGV鉄道橋である地中海線の Verunegues 高架橋、Ventabren 高架橋（いずれも外ケーブル使用で曲面ウェブを持つ現場打ちコンクリート橋）などが注目される。

今年5月23日～29日には、FIPとしての最後の国際大会（コンGRES）がオランダのアムステルダムで開催されることになっており、そこでは最新の世界のPCに関する情報が発表されるので是非多くの方々に御参加をいただきたい。

参考文献

- (1) M. Latimer, Garden Route bridges, South Africa, FIP Notes 1997-3, pp.16～19
- (2) 尾坂芳夫, コンクリートの新国際組織“fib”について, コンクリート工学, vol.35, No.10, 1997年10月号, pp.38～40, 日本コンクリート工学協会
- (3) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治, 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, vol.8, No.1, 1997, pp.27～41, 日本コンクリート工学協会
- (4) 伊藤忠彦, 山口隆裕, 池田尚治, 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, vol.19, No.2, 1997, pp.1197～1202, 日本コンクリート工学協会

THE CONCRETE WAY TO DEVELOPMENT

9 - 12 MARCH 1997
JOHANNESBURG SOUTH AFRICA

SYMPOSIUM PAPERS - VOLUME TWO

FIP SYMPOSIUM 1997

In association with:
International Association for
Bridge and Structural Engineering

Organised by:

The Concrete Society of Southern Africa
Fédération Internationale de la Précontrainte

Publisher:

The Concrete Society of Southern Africa
Midrand, South Africa

CONTENTS

List of Contributors	xiv
Foreword: Message from President of the Concrete Society of Southern Africa	xvi
B. RAATH (South Africa)	
Keynote Addresses:	
Critical review of recent trends in Europe and North America	xvii
R. WALTHER (Switzerland)	
A review of trends in the East	xxv
C. ALIMCHANDANI (India)	

THEME 1: DESIGN AND CONSTRUCTION

Session 1.1: Bridges

Paper No.		
111	Concrete cable-stayed bridges in the United States.	1
	M-C. TANG (USA)	
112	New technology used to cast PC cable-stayed bridge girders in China.	11
	G. YAN, Y. HUA (China)	
113	Erection method for Natorigawa bridge - prestressed reinforced concrete panel-stayed bridge.	17
	I. IWASAKI, M. MIYAUCHI, H. KOHNO, K. OKADA (Japan)	
114	The new Haeng Ju bridge, Seoul, Korea.	37
	M-C. TANG (USA)	

Session 1.2: Bridges

121	A short span cable stayed bridge over an urban freeway	43
	P.P. FITZGERALD, J. SOCHANSKI (South Africa)	
122	Composite structures combined with external prestressing - a new bridge over the Cavalls valley, Spain	53
	H. CORRES PEIRETTI, A. PÉREZ CALDENTY (Spain)	
123	Yuen long approach bridges, Route 3, Country Park section, Hong Kong.	61
	C.J. McKENNA (U.K)	
124	Construction of the world's longest pedestrian stress ribbon bridge.	67
	Y. SHIOGATA, S. ITO, K. HATA, Y. IZUMI (Japan)	
125	Effect of vertical acceleration on response of Bi - Tan bridge.	75
P*	Y.L. MO, N.S. KU, K.C. CHANG (Taiwan)	
126	Raft foundations for bridges.	83
P*	M.P. GAJAPATHY RAO (India)	

* Papers denoted P are for poster session display, not oral presentation

Session 1.3: Tunnels

131	Tunnel under a dumping ground.	93
	B.A.L. VAN WALSTIJN (The Netherlands)	
132	Concrete in the economy - viaducts and tunnels for mass rapid transport system for Delhi.	99
	T.K.S. SUNDARAM (India)	
133	The Øresund Link immersed tunnel.	109
	M.W. BRAESTRUP, C. BRANDSEN, R. BITTNER, S. LYKKE (Denmark)	
134	Development of a novel submerged tunnel concept.	119
	S.A. HAUGERUD, L.L. MATHISEN, A. MUTTONI (Norway)	

Session 1.4: Structural design

141	Incidence of the codes on the concrete bridge economy.	127
	R. LACROIX (France)	
142	Improved slenderness control of slabs based on Euro Code 2.	133
	H. GEISTEFELDT (Germany)	
143	Prestress effects in a three-dimensional bridge deck model.	141
	D.L. KEOGH, E.J. O'BRIEN (Ireland)	
144	Yield-line elements for the nonlinear analysis of slabs in bending.	147
	M. GOHNERT, A.R. KEMP (South Africa)	

Session 1.5: Structural design

151	A study on the bond properties of high strength concrete.	157
	G.H. HONG, O.C. CHOI, J.Y. CHUNG, Y.S. SHIN, J.S. KIM (Korea)	
152	Flexural behaviour of reinforced pumice (lightweight aggregate) concrete beams.	167
	W.O. OYAWA, E. ASANO (Kenya)	
153	Rationalisation of D-Region design.	175
	L.L. MATHISEN, S.A. HAUGERUD (Norway)	
154	Unified design approach as Appendix B of ACI 318-95.	183
	J.A. MUNSHI (USA)	

Session 1.6: Structural design

161	Considerations regarding the requirements for minimum reinforcement in reinforced concrete flexural members.	193
	V. MARSHALL, J.J. ROBBERTS (South Africa)	
162	Strength of reinforced concrete sections under eccentric compression.	203
	F. BARZEGAR, W.T. WO (Australia)	

163	Analysis of prestressed concrete members, reinforced with strengthened deformed bars.	213
	G. SOSSOU, V.I. BOLSHAKOV (Ukraine)	
164	Fiber reinforced prestressed concrete.	223
	G.L. BALÁZS, L. ERDÉLYI, I. KOVÁCS (Hungary)	
165	Design for shear in concrete bridge decks.	233
	S.G. O'BRIEN, E.J. O'BRIEN, D.L. KEOGH (Ireland)	

Session 1.7: Structures for special circumstances

171	A permanent structure for the undermined Johann Rissik street to accommodate subsidence.	239
	I.C. POTGIETER, E.H. TERBLANCHE, F. KROMHOUT (South Africa)	
172	"LIFT-FORM" system - an advanced Hungarian building method to erect multi storey structures of monolithic reinforced concrete.	247
	I. NAGY, P. SEENGER (Hungary)	
173	Soil-structure interaction problem for a shear walled 22 storey r/c building under earthquake loading.	259
	Ç. YILMAZ, E. ÇITIPITIOĞLU (Turkey)	
174	Precast prestressed water reservoirs after 10 years of service.	267
	L. NAD, J. KACEŇÁK (Slovakia)	
175	6.5 M1 Grand Central water tower.	277
	H.G. KRUGER, B.M. CHALMERS (South Africa)	

Session 1.8: Other interesting structures

181	N' Kossa concrete barge prestressing and methods.	285
	J-P. VIALON, H. BELBEOC'H (France)	
182	The Hibernia offshore concrete platform.	297
	G.C. HOFF, H. HITZ (USA)	
183	Developments in the design and construction of prestressed concrete digesters.	307
	E. EVANS, P. JÄGER, G. SUTTER (Switzerland)	
184	Concrete hybrid bridges.	321
	J. STRÁSKÝ, J. NAVRATIL (Czech Republic)	
185	Permanent ground anchors.	329
	M. IVANOFF (France)	
186 p*	An innovative foundation system in concrete for a building project in India.	337
	S.L. KARUNAKARAN, J. KURIAN, S. KUMAR, S. SHARMA (India)	

* Papers denoted P are for poster session display, not oral presentation

THEME 2: PERFORMANCE

Session 2.1: Durability

211	Safety & durability of R.C. structures.	349
	D.V. MALLICK, M.M. TAWIL (Libya)	
212	Construction of durable structures in developing countries - a balancing act.	357
	P.B. VIJAY, A. CHAKRABARTI, O.P. GOEL (India)	
213	Durability and corrosion protection of prestressing cables.	363
	J-P. FUZIER (France)	
214	Development in protection, inspection and installation methods for stay cables.	369
	A. GNAEGI (France)	
215	Role of whole life costing in selecting durable bridges.	377
	G. SOMERVILLE (UK)	

Session 2.2: Economy

221	A quality control system for concrete precast industry.	383
	F.A. BRANCO, E. MIRAMBELL, J. COSTA, P. TIAGO (Portugal)	
222	Economic aspects for the planning of concrete bridges.	393
	G. SEITZ, G. BERNHARD, R. WÖLFEL (Germany)	
223	Competitiveness of the new-age tunnel linings.	397
	D. KOLIC, J. RADIC (Australia)	
224	Concrete power poles - the practical choice for rural electrification.	405
	L.G. McSAVENEY (New Zealand)	

Session 2.3: Concrete and the environment (Papers in volume 3)

230	Concrete & environmental protection - introduction.	
	H. BOMHARD (Germany)	
231	Conceptual design of a cable-stayed bridge dictated by strict and difficult environmental conditions - crossing of Lake Geneva, Switzerland.	
	J-F. KLEIN (Switzerland)	
232	Advantages and costs of sustainable building construction.	
	O. KORNADT (Germany)	
233	Precast concrete construction seen from an ecological point of view.	
	S. ALEXANDER, K.R. HENDRIKSEN (Norway)	
234	Recycling of concrete at a precast concrete plant.	
	A. VAN ACKER (Belgium)	

Session 2.4: Concrete and the environment (Papers in volume 3)

- 240 Introductory remarks.
 H. BOMHARD (Germany)
- 241 Structural protective systems for enhancement of safety of life and limb.
 K. VAN BREUGEL (The Netherlands)
- 242 Bursting vessels - design of concrete shields.
 J. EIBL (Germany)
- 243 Chemical tight concrete structures for environmental protection.
 H-W. NORDHUES, J-D. WÖRNER (Germany)
- 244 The application of environmental management systems to the Øresund link.
 K. BOYE-MØLLER (Denmark)

Session 2.5: Research - Concrete Structures

- 251 Experimental tests of the partially prestressed beams with various types of
 prestressing tendons. 415
 L. FILLO, L. NAD, Z. GIMERSKA (Slovakia)
- 252 Evaluation of crack width of concrete structural members. 423
 G. ZHAO, Q. WANG (China)
- 253 Device for experimental investigation of normal contact stress between concrete
 and reinforcement. 429
 S. PRIGANC (Slovakia)
- 254 Flexural and punching failure: a relationship between the strength. 437
 Ph. MENÉTREY (Switzerland)
- 255 Brief experimental results of reinforced and prestressed concrete beams, statically
 tested under long-term loads. 447
 G. SOSSOU (Ukraine)

Session 2.6: Research - Building structures

- 261 A simplified and very accurate method for assessing the second order moments in
 usual tall buildings. 455
 A.C. DE VASCONCELOS, R. FRANÇA (Brazil)
- 262 Semi-rigid connections in precast concrete frames. 463
 K.S. ELLIOTT, G. DAVIES, H. GORGUN (UK)
- 263 Numerical simulation of concrete infilled frames subject to horizontal loads. 477
 M. PECCHIOLI, L. PICCIONE, E. SANCHINI (Italy)
- 264 Effectiveness of prestressing in protection of buildings against the influence of
 ground subsidence. 485
 A. AJDUKIEWICZ, S. MAJEWSKI (Poland)

Session 2.7: Research and testing - Bridges

271	Creep and shrinkage of concrete at variable ambient conditions.	491
	L. VANDERWALLE, F. MORTELMANS (Belgium)	
272	Concrete creep under cyclic loading - implications for incrementally launched bridges.	501
	Y. BALLIM, A.B.R. KERKOVIOUS (South Africa)	
273	The instrumentation and monitoring of a concrete box-girder deck constructed by incremental launching.	509
	A.B.R. KERKOVIOUS, J.H. VARKEVISSER (South Africa)	
274	Evaluation and repair of full-scale prestressed concrete box girders.	519
	Y. LABIA (USA)	

Session 2.8: Research and testing - General

281	The assessment in shear of existing concrete bridges.	529
	T.J. IBELL, C.T. MORLEY, G.R. MIDDLETON (UK)	
282	Experimental study on seismic properties of precast concrete deep column.	537
	M. IIZUKA, H. KURODA (Japan)	
283	Replacement of stud connectors with epoxy adhesive in composite structures of steel and concrete.	547
	B. TÄLJSTEN (Sweden)	
284	Aspects of the interaction between concrete and formwork.	555
	J. DOMSA (Romania)	

THEME 3: MATERIALS

Session 3.1: High performance concrete

311	Rational applicability of high strength concrete.	561
	G. TASSI, P. GÁBOR, Z. ORBÁN (Hungary)	
312	An indexing approach to achieving durability in concrete structures.	571
	M.G. ALEXANDER (South Africa)	
313	Requirements for durable marine concrete structures.	577
	J.R. MACKECHNIE, M.G. ALEXANDER (South Africa)	
314	Sulphate resisting cement for durable concrete in aggressive environment.	583
	A.K. JAIN (India)	
315	Durability of phosphogypsum building products.	591
P*	P.J.E. SULLIVAN (UK)	

* Papers denoted P are for poster session display, not oral presentation

Session 3.2: Fly ash and slag concrete

321	The development of a portland fly ash blended cement in Botswana, Southern Africa.	601
	N. ANANMALAY, D.S. SCOTT, R.E. OBERHOLSTER (South Africa)	
322	Cementless fine-grained ash slag concrete made from waste products of thermal power plants.	611
	M.A. SHMELKOV, S.I. PAVLENKO (Russia)	
323	Preparation of highly active rice husk ash and its effect on the properties of concrete.	621
	S. SUGITA, Y. QIJUN, M. SHOYA, Y. TSUKINAGA, Y. ISOJIMA (Japan)	
324	Effects of fly ash particle size on concrete behaviour.	631
	P.C. TAYLOR, R.E. KRUGER (South Africa)	
325	Effect of particle size distribution of GGBS on the bleeding characteristics of slag cement mortars.	641
	F.T. OLORUNSOGO (South Africa)	
326 P*	Portland: Fal - G: a blend of multifarious features.	649
	B. NATERI, C. AYYANNA, N. KALIDAS (India)	

Session 3.3: Specialist concrete and admixtures

331	The role of corrosion inhibitors in high performance concrete.	659
	T.A. BÜRGE (Switzerland)	
332	The effect of styrene-acrylate polymer on load-bearing behaviour of PCC and SFRPCC.	667
	V. BOKAN-BOSILJKOV, R. ZARNIC (Slovenia)	
333	Recycled aggregate concrete (RAC) - a mix design procedure.	675
	G. DI NIRO, E. DOLARA, R. CAIRNS (Italy)	
334	Fibrous ferrocement - an ideal material for bridge overlays.	683
	K.B. PRAKASH, K.T. KRISHNASWAMY (India)	

Session 3.4: Concrete materials

341	Ricem, a 100% homopolymer polyacrylonitrile fibre for reinforcing cementitious structures.	691
	W.J. VAN DER GOES (Italy)	
342	Recycled paper waste concrete.	699
	R. WEST (Ireland)	
343	Thermal analysis of hydration heat in concrete structures with pipe-cooling system.	705
	J.K. KIM, K.H. KIM (Korea)	
344	The use of insulated prisms to predict the strength of concrete at early ages.	713
	J.J. O'DONNELL, E.J. O'BRIEN, A.P. CAMPBELL (Ireland)	

* Papers denoted P are for poster session display, not oral presentation

Session 3.5: Concrete in developing countries

351	Repair of the Mozambique Island bridge.	721
	G.H.P. OPPERMAN, J.S. BRYANT (South Africa)	
352	Ash in economic housing systems - an overview.	731
	K. JACOBS, E. SEEDAT (South Africa)	
353	Foamcrete in development communities.	735
	E.P. KEARSLEY, H.F. MOSTERT (South Africa)	
354	Prestressed concrete in developing countries - the industry in Zimbabwe.	747
	A. DOS SANTOS (Zimbabwe)	
355	Rubble masonry engineering: an appropriate design philosophy to ensure success.	751
	R.G.D. RANKINE, R.T. MCCUTCHEON (South Africa)	
356 P*	The labour based construction of portland cement kerbs using macadam principles.	759
	J. HATTINGH, N. VAN DER WALT, A. MANTHOADI (South Africa)	

Session 3.6: Maintenance of structures

361	Repair and protection of concrete bridges - the Vicroads experience.	769
	F. ANDREWS-PHAEDONOS, I. SOLOMON (Australia)	
362	Long term monitoring of the effectiveness of the silane impregnation of a concrete arch bridge to inhibit the further effects of alkali aggregate reaction.	777
	G.E. HOPPE, J. VARKEVISSER (South Africa)	
363	Optimum bridge management (20 years experience with bridge management in Denmark).	787
	L.F. HARTØFT (Denmark)	
364	Restoration of continuity & integrity in precast concrete structures.	797
	T.W. LEONG (Singapore)	

Session 3.7: Maintenance of structures

371	Extending the lifespan of cylindrical tanks.	805
	J. BILCIK, I. HUDOBA, L. FILLO (Slovakia)	
372	External prestressing for building structural repair.	811
	F.X. SUPARTONO (Indonesia)	
373	Surface permeability measurement as a means of assessing fire damage of concrete.	821
	F.R. MONTGOMERY (UK)	
374	The repair and strengthening of precast bridge beams using external prestress techniques.	829
	A.B.R. KERKOVIVUS (South Africa)	

* Papers denoted P are for poster session display, not oral presentation

Session 3.8: Strengthening of structures

381	R.C. structures post-tensioned with external unbonded tendons for seismic strengthening of a building.	837
	M. CONTALDO (Italy)	
382	The external post-tensioning of existing structures.	847
	W.M. SLATER (Canada)	
383	Shear capacity of beams with externally bonded steel plates.	857
	W. JANSZE, J.A. DEN UIJL, J.C. WALRAVEN (The Netherlands)	
384	Strengthening of bridges with carbon fibres.	867
	J. LUYCKX, R. LACROIX, J-P. FUZIER, A. CHABERT (France)	
385	Strengthening of concrete structure from steel plates to carbon fibre reinforced plastic.	873
	B. TÄLJSTEN (Sweden)	

Keynote Closing Address:

	The Netherlands, its history and place in the world - leading up to the Amsterdam Congress.	885
	H. OUD (The Netherlands)	

建築における高強度コンクリート研究と実際応用

京都大学教授・本協会理事 渡 邊 史 夫

1. 序

高強度コンクリートという言葉の定義はあまり定かではない。1993年の日本建築学会標準仕様書(JASS-5、1993)¹⁾では、鉄筋コンクリート構造に対しては、 $f'_c=14.7-23.5$ MPaを普通コンクリート、 $f'_c=26.5-35.3$ MPaを高強度コンクリートと定義していた。一方、プレストレストコンクリートに対してはそのような分類は示さず、最小値として、プレテンション部材に対して、 $f'_c=34.3$ MPa、ポストテンションPC部材に対して、 $f'_c=29.4$ MPa、ポストテンションPRC部材に対して、 $f'_c=23.5$ MPaが規定されていた。その後、高強度コンクリートに関する研究成果を反映させる為に、1997年に日本建築学会標準仕様書がJASS-5、1997として改訂された²⁾。新しいJASS-5では、 $f'_c=18-36$ MPaを普通コンクリート、 f'_c が36 MPaを超えるものを高強度コンクリートと呼んでいる。但し、 f'_c が60 MPaを超えるものについては、配合設計において詳細な検討を要求している。一方、プレストレストコンクリートに関する仕様は変更されなかった。このような状況なので、建築における高強度コンクリートとは、 f'_c が36 MPaをこえるものと考えてよい。

高強度コンクリートに関する研究は、プレストレストコンクリート杭及びプレキャストプレストレストコンクリート要素製造の為に1970年代に始まった。その後、高強度コンクリートの有用性を多くの技術者が認識し、鉄筋コンクリート構造への利用が志向された。このような技術者の志向と並行して、高強度コンクリートに関する研究が多くの大学及び研究機関で実施された。主な研究テーマは、材料選択・調合設計³⁾、フレッシュ挙動⁴⁾、圧縮靱性改善、柱梁接合部挙動、部材力学特性及び高層建物の耐震設計であった。一方、高強度コンクリートの密実性に着目し、その高い水中疲労性を明らかにした研究もあった⁵⁾。これは、海洋構造物の設計に有用な研究資料である。

このような状況下で、1980年代後半に高強度コンクリートの有効利用、特に高層建物への利用(社会のニーズに対応)、を志向した国家プロジェクトがNew RCプロジェクト⁶⁾として5年計画で実施された。これは、建設省建築研究所が主体となり多くの研究者の協力のもとで実施され、1993年に終了した。このプロジェクトで対象とした材料強度の範囲は極めて広く、コンクリート強度が30-120 MPa、鉄筋強度が390-1275 MPaであった。得られた成果は、

- 1) 高強度コンクリート及び高強度鉄筋の新規開発
- 2) 高強度材料を用いた構造部材の強度、靱性及び履歴復元力特性等の評価方法確立
- 3) 高強度材料を用いた高層建物の耐震設計・施工指針の完成

である。

このNew RCプロジェクトの終了後数多くの高層建物が建設されており、最近ではそれらの多くがプレキャスト化された部品により建設されている。本報告では、このNew RCプロジェクトの研究成果を含め

て、高強度コンクリートの研究現況と実際応用について述べる。

2. コンクリートの圧縮靱性改善

高強度コンクリートの欠点の一つに、極めて脆性的な破壊様相がある。たとえば、コンクリートシリンダーの圧縮破壊試験を行うと、爆裂的破壊を示す。このような性質は、構造部材特に靱性部材（塑性変形によるエネルギー消費を期待する部材）にとって好ましくなく、何らかの方法で改善されるべき性質である。ここでは、横拘束鉄筋の使用による高強度コンクリートの靱性改善方法及び改善された横拘束高強度コンクリートの応力歪み関係、及び横拘束された柱の靱性評価方法について説明する。

2. 1 軸圧縮応力下での挙動

高強度コンクリートの応力歪み曲線は、尖った最大応力点とその後の急激な下り勾配部を持つ。その例が図1に示されている⁷⁾。同図中には、高強度コンクリートを含む応力歪みモデルによる予測曲線が、応力ブロック係数（一般に $k_1 k_3$ と呼ばれている）が最大になる点と共に示されている⁷⁾。このような最大応力点以後の急激な耐力低下を如何に防止し、高強度コンクリートに靱性を与えるかが研究の焦点となっており、横拘束鉄筋の使用が一つの解となっている。

六車等は一辺が14cmの正方形断面を持つ高さ40cmの横拘束された14体の角柱に対する中心軸圧縮試験を実施した⁸⁾。横拘束筋としては降伏強度が1360MPaの7.4mm鋼材が用いられ間隔5cmのスパイラル形状に配筋された。実験でのプレーンコンクリートの圧縮強度範囲は、34.2～87.5MPaであった。横拘束筋の体積比率は、シングルスパイラルのもので2.13%、ダブルスパイラルのもので4.26%となっている。計測された拘束コンクリートの軸応力—歪み関係の幾つかが図2に示されている。同図より明らかなように、高強度コンクリートに対しても横拘束筋は有効で靱性改善の効果が十分期待できることが解る。

実験では、横拘束筋の辺の外側と内側に抵抗線歪み計が貼り付けられており、コアコンクリートの横膨張に対して横拘束筋がどのように変形するかを計測している。歪み計測結果は図3に示されている。図より明らかなように、外周フープの辺には極めて大きな曲げ作用が働いており拘束効果を減じている。即ち、矩形断面に十分な横拘束効果を期待する為には、中子筋による拘束が極めて重要であることを示している。

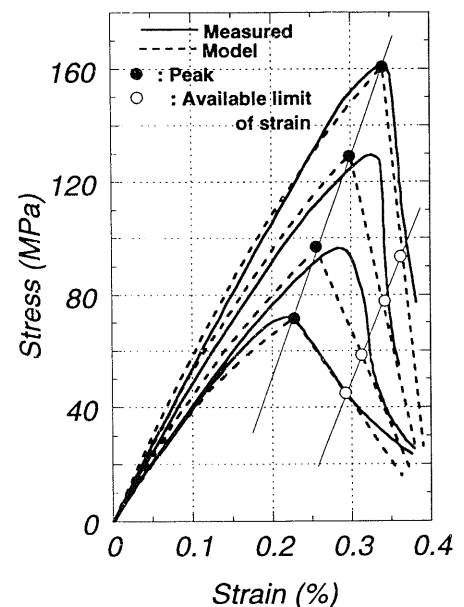


図1 高強度コンクリートの応力歪曲線⁷⁾

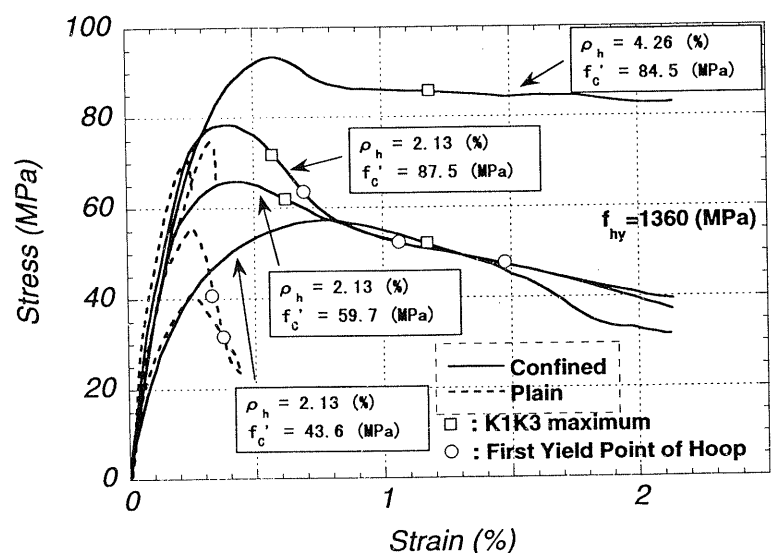


図2 拘束高強度コンクリートの応力歪曲線⁸⁾

崎野等⁸⁾は、New RC プロジェクト⁶⁾の一環として横拘束された軸筋を有する円柱の中心軸圧試験を48体の試験体に対して実施した。柱の直径は30.5cmで、拘束コアの直径は25.5cmであった。プレーンコンクリートの圧縮強度の範囲は、31.7 MPaから132 MPaで、直径6mmの横拘束鉄筋の降伏強度は、1107 MPaであった。横拘束筋の体積比の範囲は、0.91から2.74%であった。実験の結果より、崎野らは以下の結論を得た。

- 1) 横拘束によって円形断面高強度コンクリート柱の圧縮靱性を改善することが可能である。
- 2) 圧縮強度が132MPaといった超高強度コンクリート柱の靱性改善には、カブリコンクリートの剝離に伴う耐力の急激な低下を補う為に、少なくとも体積比で2.74%の横拘束筋が必要である。

崎野等は、同様の中心軸圧縮試験を軸鉄筋を有する36体の正方形断面柱について実施した。柱断面は33.5x33.5cmで、拘束コアの断面は28.5x28.5cmであった。

プレーンコンクリートの圧縮強度は24MPaから128MPa、直径6mmの横補強筋の降伏強度は1107MPaであった。これら柱は、外周フープと2本の中子筋（足の本数は4本、図4参照）で横拘束されており、横補強筋の体積比は1.39%から4.44%の範囲であった。実験の結果より、崎野らは以下の結論を得た。

- 1) 横拘束によって矩形断面高強度コンクリート柱の圧縮靱性を改善することが可能である。
- 2) 圧縮強度が128MPaといった超高強度コンクリート矩形断面柱の靱性改善には、カブリコンクリートの剝離に伴う耐力の急激な低下を補う為に、少なくとも体積比で4.44%の横拘束筋が必要である。

西山等¹¹⁾は、軸鉄筋を有する高強度コンクリート矩形断面柱の軸圧縮試験を実施した。柱は25x25cmの断面を持ち、拘束コア寸法は21.4x21.4cmであった。コンクリートは一種類で平均強度は、11MPaとなっている。柱は、外周フープと2本の中子筋（足の本数は4本、図4参照）で横拘束されており、横補強筋の体積比は1.79%から4.06%の範囲で、あった。横拘束筋としては2種類の強度が用いられており、高強度のものが813-840MPa、低強度のものが462-481MPaの降伏強度を有している。実験より得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 圧縮強度が100MPa程度の高強度コンクリートに靱性を付与する為には、降伏強度で800MPaの高強度横補強筋を用い、体積比で4%以上の横補強筋を配筋する必要がある。
- 2) カブリコンクリートの剝離は、コアコンクリートの応力歪曲線に影響を及ぼさない。
- 3) 中子筋は、応力歪曲線の頂点近傍で降伏するが、外周フープは降伏しない。即ち、中子筋の効果は大きく、高強度コンクリートの靱性改善には不可欠である。

同様の実験が建築研究所で実施されている^{12)、13)}。これらの実験を含め、我が国で実施された実験結果より得られた一般的な結論は以下のとおりである。

- 1) 高強度コンクリートに靱性挙動を付与する為には多量の高強度横拘束筋が必要であり、円形断面に対しては体積比で2%、正方形断面に対しては体積比で4%以上必要である。

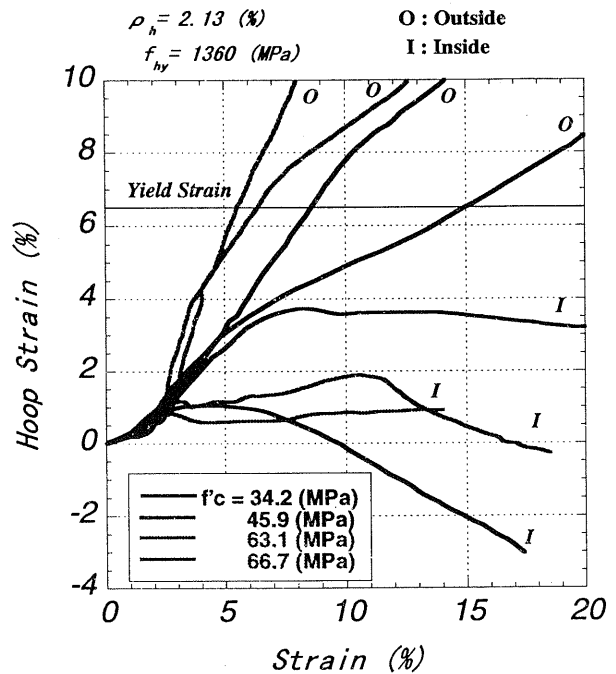


図3 外周フープの歪み

- 2) 正方形断面に対しては、中子筋の使用が靱性改善に不可欠である。
 3) カブリコンクリートの剥離による耐力低下を補う為に、十分な量の横拘束筋を配筋しなければならない。

このように、我が国では、横拘束された高強度コンクリートに関する実験が数多く実施されており各研究者が横拘束されたコンクリートの応力歪曲線モデルを提案している。New RC プロジェクトでは、これら実験及びモデルを参考にし、崎野等¹⁰⁾により標準的な応力歪曲線が提案されている。以下にモデルの数式表示を示す。

$$\frac{\sigma_c}{f'_{cc}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (1)$$

$$f'_{cc} = f'_c + \kappa \rho_h f_{hy} \quad (2)$$

$$\kappa = 11.5 \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_{core}} \right) \quad (3)$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \quad (4)$$

$$A = E_c \epsilon_{co} / f'_{cc} \quad (5)$$

$$K = f'_{cc} / f'_c \quad (6)$$

$$\epsilon_{co} = \epsilon_o \{1 + 4.7(K-1)\} \quad K \leq 1.5 \quad (7) \quad \epsilon_{co} = \epsilon_o \{3.35 + 20(K-1.5)\} \quad K > 1.5 \quad (8)$$

$$\epsilon_o = 0.00093 (f'_c)^{0.25} \quad (9)$$

$$E_c = 41000m (f'_c/100)^{0.333} (\gamma/2.4)^2 \quad (10)$$

$$D = 1.50 - 0.0171f'_c + 1.6\sqrt{(K-1)f'_c/23} \quad (11)$$

σ_c = 応力

ϵ_c = 歪み

ϵ_o = プレーンコンクリートの圧縮強度時歪み (f'_c)

f'_c = プレーンコンクリートの圧縮強度時

f'_{cc} = 拘束コンクリートの圧縮

ρ_h = 横拘束鉄筋の体積比

f_{hy} = 横拘束鉄筋の降伏強度

d'' = 横拘束鉄筋の直径

s = 横拘束鉄筋の部材軸方向配筋間隔

C = 横拘束鉄筋の不支持部長さ

D_{core} = 拘束コアの辺長

m = 骨材種別に対する係数で普通骨材に対して 1.0、硬骨材に対して 1.2、軟骨材に対して 0.9

γ = コンクリートの比重

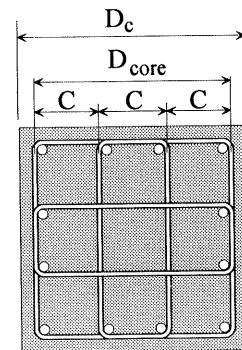


図4 拘束断面のディテール

2.2 柱の曲げ靱性

靱性骨組みにおいては、地震時に建物に入力されるエネルギーは、柱及び梁に形成される塑性ヒンジ領域の塑性変形によって消費される。梁塑性ヒンジの靱性確保は、軸鉄筋の座屈さえ防止すれば比較的容易である。従って、高強度コンクリート部材の曲げ靱性に関する研究は、柱に対してなされてきた。過去多くの高強度コンクリート柱の靱性に関する研究がなされてきており、それらの目的は早期のコンクリート圧縮破壊防止法の開発であった。

六車等^{14)、15)}は、コンクリート強度が85.7MPaから115.8MPaの高強度コンクリートを用いた柱の漸増フルサイクル繰返し載荷実験を実施し、高強度コンクリートを用いた柱においても横拘束筋の使用により曲げ靱性を付与できることを示した。さらに、実験結果に基づいて曲げ圧縮域高強度拘束コンクリートに対する応力歪モデルを提案した。

鈴木等¹⁶⁾は、元軸力のあるプレストレストコンクリート梁に対して、引張緊張材の歪みが変形が進行しているにも拘わらず減少する点を靱性限界の一つの指標として提示した。平石等^{17)、18)}は同様の考えを柱に適用すると共に、繰返し載荷時軸縮みが靱性限界に密接に関係していることを実験及び解析で示し、柱の靱性設計式を提案した。

拘束高強度コンクリートの応力歪曲線履歴法則及び軸鉄筋の応力歪履歴法則が既知であれば、断面の解析により柱部材の曲げ靱性を評価することは可能である。しかしながら、これら応力歪履歴法則がいまだ明確でない（特にコンクリート）こと、及び実用的にはより単純明快な手法が必要であることより、New RCプロジェクトでは高強度コンクリート柱の靱性を評価する式を実験及び解析²⁹⁾に基づいて以下のように提案している。

$$R_u = (0.5 - \eta) / 7 \quad \text{and} \quad R_u \leq 0.04 \quad (12)$$

$$\eta = N / (A_c f_c) \quad (13)$$

$$f_c = 0.85 f'_c + C_a \rho_w f_{hy} \quad (14)$$

$$C_a = 4.41 \alpha \beta (1 - 1.24 s / D_c) \quad (15)$$

R_u = 終局限界部材角
 N = 柱軸力
 A_c = 拘束コア一断面積
 C_a = 耐力増大係数
 f'_c = プレーンコンクリートの圧縮強度
 ρ_w = 横補強筋面積比
 f_{hy} = 横補強筋降伏強度
 s = 横補強筋の材軸方向間隔
 D_c = 柱断面高さ

表1 係数 α 及び β

中子筋の足の本数	0	1	2	3	4
α	0.700	0.775	0.850	0.925	1.000
β	0.657	0.911	0.948	0.964	0.972

3. 柱及び梁のせん断

現在まで New RC プロジェクトを含めて多くのせん断破壊実験が、高強度コンクリートを用いた柱及び梁に対して実施されてきている。実験の多くは、斜めせん断ひび割れが発生した後減力し、その後破壊に至るまで単調に載荷する手法が取られている。試験体は、逆対称モーメント分布となる曲げせん断型で、柱においてはすべて一定軸力下での試験となっている。

松崎等¹⁹⁾は、圧縮強度が66MPaの高強度コンクリート梁のせん断試験（せん断補強筋の降伏強度は683及び723MPaであった）を行い、同時に行われた普通強度コンクリート梁の実験結果とあわせて、高強度せん断補強筋は、その効果を十分に発揮させる為に高強度コンクリートと共に用いるべきであると結論している。

渡邊等²⁰⁾は、長方形断面をもつ10体の高強度コンクリート梁のせん断試験を実施した。軸鉄筋は、十分な強度を有しており全ての試験体は曲げ降伏することなくせん断破壊した。コンクリートの強度範囲は50.7～111MPaであった。全てのせん断補強筋は、連続スパイラルもしくは溶接閉鎖型で、降伏強度は290～902MPa、せん断補強筋比は0.50～2.64%の範囲となっている。得られた結果は以下のように要約される。

- 1) A C I 規準式²¹⁾及び荒川平均式²²⁾は、せん断補強筋の多い場合にかなり安全側の結果を与える。
- 2) ニールセンのトラスモデル式²³⁾及び建築学会終局強度型指針A法式²⁴⁾は、16式で与えられる有効強度式を用いれば、十分な精度で梁のせん断強度を予測する。

$$v_o f'_c = 1.7(f'_c)^{0.667} \quad (16)$$

$v_o f'_c$ = コンクリート有効圧縮強度(MPa)

ヤン等²⁵⁾は、降伏強度が1454MPaの高強度せん断補強筋及び圧縮強度が140MPaの高強度コンクリートを用いた4体の梁のせん断試験を実施した。全ての梁は曲げ降伏することなくせん断破壊した。但し、有効圧縮強度 $v_o f'_c$ として16式を用い、建築学会終局強度型指針A法式で予測したせん断強度よりも30%から40%低いせん断強度を示した。考えられる理由としては、以下がある。

- 1) 実験において3体の梁でせん断補強筋が降伏しなかった。
- 2) 梁断面に比べて相対的にスターラップで囲まれたコア断面が小さく、トラス機構によるせん断抵抗が小さかった。
- 3) 高強度コンクリートのひび割れ面が、普通強度コンクリートに比べてシャープな為に、期待する骨材の噛み合い作用が働かなかった。
- 4) 高強度コンクリートは非常に弾性的性質が強い為に、建築学会終局強度型指針A法式で用いている塑性理論の適用に無理がある。

井上等²⁶⁾は、降伏強度が1337及び1427MPaの高強度せん断補強筋及び圧縮強度61.1MPaの高強度コンクリートで製造された6体の柱のせん断実験を実施した。実験では全ての柱がせん断破壊を示し結果が以下のように報告されている。

- 1) 同じせん断補強筋比を持つ柱の比較では、中子筋を持つ柱が若干大きなせん断強度を示した。
- 2) 同様に、最大強度に到達して後の靱性は、中子筋を持つ柱のほうが外周フープのみのものより大きい。
- 3) 全ての柱でせん断補強筋の降伏は見られなかった。
- 4) 建築学会終局強度型指針A法式は、柱せん断強度の下限を与えた。

桑田等²⁷⁾は、せん断補強筋の降伏強度が365MPa及び1053MPa、コンクリート強度が72.1MPaの8体の柱せん断実験を実施し、結果を以下のように報告している。

- 1) 軸力レベルにかかわらず、せん断補強筋量の増加に伴ってせん断強度は増大する。
- 2) 軸力の増大に伴って柱せん断強度が増大するが、せん断補強筋量 $\rho_w f_{wy}$ の大きな柱では増大率が小さい。
- 3) せん断補強量 $\rho_w f_{wy}$ の大きな柱では、最大耐力に到達して後の耐力低下が少ない。
- 4) 同じせん断補強量 $\rho_w f_{wy}$ を持つ柱では、高強度せん断補強筋を持つ柱の「せん断強度が低くなる。

- 5) 多量のせん断補強筋をもつ2体の柱 ($\rho_w = 1.19\%$) を除き、残り4体の柱でせん断補強筋の降伏が観察された。
- 6) 建築学会終局強度型指針A法式は、柱せん断強度の下限を与えた。
- 7) 軸力の柱せん断強度への寄与については更なる研究が必要である。

同様の柱せん断実験が千葉大学でも実施された。瀬尾²⁸⁾等は、その結果を以下のように報告している。

- 1) 軸力レベルが $n = N / (bDf'_c) = 0.6$ までの柱では、軸力の増大にともなってせん断強度も増大する。
- 2) 軸力レベルが $n = N / (bDf'_c) = 0.3$ の場合、 $\rho_w f_{wy}$ の増大に伴って柱せん断強度も増大する。
- 3) すべての柱において、最大耐力時にせん断補強筋の降伏が観察されなかった。
- 4) コンクリートの有効圧縮強度を16式で与えた場合、建築学会終局強度型指針A法式は、柱せん断強度の下限を与える。その理由は、せん断補強筋の横拘束効果によるコンクリートの強度及び靱性の増大が考慮されていないからである。
- 5) せん断補強量 $\rho_w f_{wy}$ が小さい柱では、軸力の増加によるせん断強度の増大が著しい。

以上、我が国で実施された高強度コンクリート部材のせん断実験につき紹介したが、これらから得られた発見は以下のように取りまとめられる。

- 1) 梁に対しては、超高強度コンクリート (140MPa) を用いた梁を除き、高強度せん断補強筋の使用は有効である。柱においては、ほとんどの試験体においてせん断補強筋の降伏が観察されなかった。これは、柱においてはストラット (アーチ) 機構が卓越し、トラス機構があまり働かない為である。
- 2) 軸力レベルが $n = N / (bDf'_c) = 0.6$ までは、軸力の増大に伴って柱せん断強度が増大するが、せん断補強量 $\rho_w f_{wy}$ の多い場合については明らかでない。
- 3) せん断補強筋はコアコンクリートを拘束し、その圧縮強度を増大させる。したがって、この拘束効果をコンクリート有効圧縮強度算定式に取り入れる必要がある。
- 4) コンクリート圧縮強度が110MPaまでの梁に対しては、ニールセンのトラスモデル式²³⁾及び建築学会終局強度型指針A法式²⁴⁾は、16式で与えられる有効強度式を用いれば、十分な精度で梁のせん断強度を予測する。更に強度の高いコンクリートを用いた場合に対しては適合性が悪く更なる研究が必要である。一方、ACI規準式²¹⁾及び荒川平均式²²⁾は、せん断補強筋の多い場合にかなり安全側の結果を与える。
- 5) 柱に対して、16式でコンクリートの有効圧縮強度を与えると、建築学会終局強度型指針A法式²⁴⁾は、せん断強度を過小に見積もる。理由は、柱軸力の効果を考慮していない為である。

これらの発見に基づいて、New RCプロジェクトのせん断ワーキンググループ²⁹⁾は高強度コンクリートを用いた梁及び柱に対するせん断強度式を提案した。設計式の誘導においては、New RCプロジェクトで実施された実験結果を含む過去の実験結果よりなるデータベースを作成し、精度検証に用いた。また、せん断強度式は、強度部材に対するものと靱性部材に対するものに分けられて提案されている。提案されたせん断設計式を以下に紹介する。

強度部材のせん断強度は式17で与えられる。ここで、 $\rho_w f_{wy}$ の値が $v_o f'_c / 2$ を超える場合には、 $\rho_w f_{wy}$ は $v_o f'_c / 2$ とする。

$$V_u = \gamma [b j_t \rho_w f_{wy} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b h v_o f'_c] \quad (17)$$

$$\alpha = (\tan \theta) / 2 = \{ \sqrt{(L/h)^2 + 1} - L/h \} / 2 \quad (18)$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) \rho_w f_{wy} \} / (v_o f'_c) \quad (19)$$

$$\cot \phi = \min. [\sqrt{v_o f'_c / (\rho_w f_{wy}) - 1}, \quad 2.0 - 3n, \quad j_t / (2\alpha h)] \quad (20)$$

$$v_o f'_c = 1.7(1 + 2n)(f'_c)^{0.667} \quad (21)$$

$$f_{wy} \leq 125 \sqrt{v_o f'_c} \quad (22)$$

V_u =梁もしくは柱のせん断強度

b =断面幅

h =断面全高さ

j_t =トラス機構における上弦材と下弦材の間の距離で、圧縮及び引っ張り鉄筋の塑性中心で与えられる。

L =部材の内法長さ

ρ_w =せん断補強筋比

f_{wy} =せん断補強筋降伏強度

f'_c =コンクリート圧縮強度

$v_o f'_c$ =コンクリート有効圧縮強度

ϕ =トラスの圧縮束角度

n =柱軸力比 $n = N / (bh f'_c)$

γ =5%危険率で決められた耐力低減係数で、梁に対して 0.91、柱に対して 0.95

靱性部材の塑性ヒンジ領域に対するトラス角度 $\cot \phi$ は 23 式で与えられる。また、コンクリート有効圧縮強度は、21 式の $v_o f'_c$ を要求ヒンジ塑性回転角に応じて 27 式で低減した $v f'_c$ を用いなければいけない。

$$\cot \phi = \min. [A, B, C] \quad (23)$$

$$\begin{aligned} A &= 2.0 - 3n - 50R_p & 0 < R_p \leq (1 - 3n) / 50 \\ &= 1.0 & R_p \geq (1 - 3n) / 50 \end{aligned} \quad (24)$$

$$B = j_t / (2\alpha h) \quad (25)$$

$$C = \sqrt{v_o f'_c / (\rho_w f_{wy}) - 1} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} v f'_c &= (1 - 15R_p) v_o f'_c & 0 < R_p \leq 0.05 \\ &= 0.25 & R_p > 0.05 \end{aligned} \quad (27)$$

R_p =塑性ヒンジ領域に要求される塑性回転角

さて、多量の軸方向鉄筋を有する部材のせん断実験ではしばしば軸方向鉄筋の付着割裂が観察され、軸鉄筋と周辺コンクリートの間の付着作用が喪失される。そこで、New RC プロジェクトではこのような付着割裂破壊を防止するための付着設計法が、せん断設計式とセットで提供されている。設計用の付着応力度 τ_d は式 28 または 29 の小さいほうで与えられ、この値は軸鉄筋の付着強度 τ_u より小さくなければいけない。

$$\tau_d = d_b \Delta \sigma / [4(L-d)] \quad (28)$$

$$\tau_d = b \rho_w f_{wy} \cot \phi / (\Sigma \phi) \quad (29)$$

軸鉄筋の付着強度 τ_u は、30式で与えられる。

$$\tau_u = 0.363 \gamma' [0.17 + 0.38 b_i + 32 k_n \rho_w b / (N' d_b)] \sqrt{f'_c} \quad (30)$$

$$b_i = \min. [(b - N' d_b) / (N' d_b), (2\sqrt{2}d_c - d_b) / d_b] \quad (31)$$

$$k_n = 1.0 + 0.85(n'-2) / N' \quad (32)$$

梁上端鉄筋に対して、

$$\gamma' = \begin{cases} 0.003 f'_c + 0.71 & 30 \leq f'_c \leq 100 \\ 1.0 & f'_c \geq 100 \end{cases} \quad (33)$$

$$\text{その他の鉄筋に対して、} \quad \gamma' = 1.0 \quad (34)$$

$\rho_w f_{wy} \leq 0.41 \sqrt{f'_c}$ の時には、 τ_u は35式で与えられる。

$$\tau_u = 0.882 \gamma' [0.08 + 0.12 b_i + 32 k_n \rho_w b / (N' d_b)] \sqrt{\rho_w f_{wy}} \quad (35)$$

d =断面の有効高さ

L =柱もしくは梁の内法長さ

$\Delta \sigma$ =部材両端部間の軸鉄筋応力差である。強度部材に対しては、平面保持の仮定に基づいて計算するが、計算によらない場合にはない場合には $\Delta \sigma = 2 f_y$ としてよい。靱性部材に対して

は $\Delta \sigma = f_y + f_{yu}$ とする。ここで、 f_y は鉄筋の降伏強度で、 f_{yu} は鉄筋の超過強度(上限強度)

τ_u =異型鉄筋の割裂付着強度

N' =断面内で付着割裂を考えている層の鉄筋本数

d_c =隅角部鉄筋中心から最も近い辺までの距離(カブリ)

d_b =軸鉄筋の直径

n' =一組のせん断補強筋の足の数で4を超える場合には4とする。

4. 柱梁接合部

高強度コンクリートの利点の一つに、柱及び梁部材の断面縮小がある。しかし、これは結果として柱梁接合部コンクリートの体積を減少させることになり、注意深い接合部詳細設計が要求される。現在まで、多くの高強度コンクリート柱梁接合部に関する研究が実施されてきており、それらに基づいて、New RC プロジェクトでは高強度コンクリートを用いた柱梁接合部に対する設計法を提案²⁹⁾している。

4.1 斜めひび割れ荷重

斜めひび割れ発生時の接合部のせん断応力度は式36で与えられる。

$$\tau_c = \sqrt{0.098 f'_c + 0.31 \sqrt{f'_c} \sigma_o} \quad (36)$$

4. 2 接合部せん断強度

梁端部に塑性ヒンジが形成される前に接合部が破壊してはいけない。そのためには接合部破壊係数 J を 1.0 以下にしなければならない。また、接合部には少なくとも 0.2% のせん断補強筋を配置しなければならない。

$$J = \frac{\Sigma a_i f_y}{D b_{eq} v f'_c} (1 + \alpha) \leq 1.0 \quad (37)$$

$$v f'_c = a_1 a_2 1.7 f'_c {}^{0.667} \quad (38)$$

$$a_1 = 1.0 \quad f_y \leq 343 \quad (39)$$

$$= 1 - 0.18(f_y - 343) / 343 \quad f_y > 343$$

$$a_2 = 1 + 1.6 \frac{\rho_{wj} f_{yj} + \rho_{gb} f_y}{f'_c} \quad (40)$$

$$\alpha = 0 \quad \mu \leq 10 \quad (41)$$

$$= (\mu - 10) / 10 \quad 10 < \mu \leq 20$$

$$= 1.0 \quad 20 < \mu$$

$$\mu = \frac{f_y}{0.31 \sqrt{f'_c}} \frac{d_B}{D_c} \quad (42)$$

接合部のせん断強度は式 43 で与えられる。

$$\tau_{ju} = 0.765 f'_c {}^{0.667} \quad (43)$$

4. 3 通し鉄筋接合部内付着強度

接合部内の軸鉄筋の付着強度は式 44 で与えられる。

$$\tau_{jbu} = 8.82(0.86 + 0.84 \sigma_o / f'_c)(f'_c / 35) {}^{0.667} \quad (44)$$

また、接合部内での付着の過度な劣化を防止する為には式 45 を満足することが望ましい。

$$d_B / D_c \leq 1.34 [1.0 + P / (A_g f'_c)] (f'_c {}^{0.667} / f_y) \quad (45)$$

A_g = 柱断面積

Σa_i = 接合部に定着される梁引張り鉄筋断面積の総和で、内部接合部に対しては、左側及び右側

梁の引張り鉄筋断面積 Σa_{lr} 及び Σa_{ll} の和で、 $\Sigma a_{lr} + \Sigma a_{ll}$ となる。

a_1 = 引張り鉄筋の高強度化に伴う低減係数

a_2 = 直行梁の拘束効果による接合部強化係数

b_{eq} = 接合部有効幅で、 $b_{eq} = (b_B + b_C) / 2$ 、ここで b_B 及び b_C は、梁及び柱の幅

d_B = 梁軸鉄筋の直径

D, D_c = 梁及び柱の断面全高さ

f'_c = コンクリートの圧縮強度

f_y = 梁引張り鉄筋の降伏強度

f_{yj} = 接合部せん断補強筋の降伏強度
 P = 柱軸力
 α = 梁軸筋の付着係数で、外部接合部に対しては $\alpha = 1$
 $\nu f'_c$ = コンクリートの有効強度
 ρ_{wj} = 接合部せん断補強筋比
 ρ_{gb} = 直行梁から定着される全鉄筋比
 σ_o = 柱断面平均軸応力度
 τ_{jbu} = 接合部内軸鉄筋の付着強度
 τ_c = 斜めひびわれ時接合部せん断応力度
 τ_{ju} = 接合部せん断強度

4. 4 90度折り曲げ定着強度

外部柱梁接合部に梁軸鉄筋が90度折り曲げ定着される場合に対しては、3つの破壊モードが²⁹⁾考慮され、これらに対して安全性を確保しなければいけない。モード1は、柱側面のカブリコンクリートが割裂かれる破壊モードである。モード2は、梁軸鉄筋が接合部から引く抜かれるときに接合部コンクリートがコーン状に掻き出される破壊モードである。モード3は、90度折り曲げ部の内側でコンクリートが大きな支圧応力で圧壊する破壊モードである。New RCプロジェクトではこれらの破壊モードに対する強度式を提案している。

5 高層建物に対する耐震設計指針

New RCプロジェクト⁶⁾では、高強度材料を用いた高層建物に対する耐震設計指針を提案している。使用できる材料の強度範囲及び建物高さ範囲は以下の通りである。

- 1) コンクリートの設計基準強度は、30MPa～60MPa
- 2) 軸鉄筋の規格降伏強度は、390MPa～685MPa
- 3) せん断補強筋の規格降伏強度は、390MPa～1275MPa
- 4) 建物高さは、45メートル～200メートル

以下 New RC 指針の概要を紹介する。

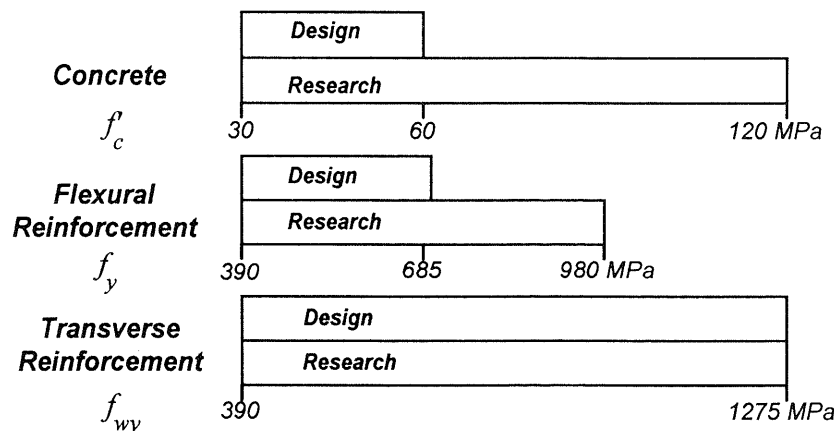


図5 New RC プロジェクトにおける材料強度の範囲

5. 1 設計地震荷重

耐震設計では、2つの地震動レベルを考慮しなければならない。レベル1は、中小地震に対応するもので建物供用期間中に一度は遭遇するレベル（再現周期100年）である。レベル2は、建設地点での最大級地震動で、再現周期400年を想定している。これらの地震動は、建設地点に於ける地震発生頻度及び地盤条件等を考慮して定めるのが基本である。New RCプロジェクトでは、レベル2地震動の標準的なものとして、図6に示すような工学基盤に対するスペクトルを与えている。この図を用いて、建物基礎部に入力する地震動を予測することになる。このように工学基盤のスペクトルより予測される設計用地震動は、現在高層建物の耐震設計に広く用いられている速度換算で50cm/secの地震動にほぼ等しいか若干大きなものとなる。また、レベル1地震動に関しては、レベル2の地震動の少なくとも40%以上とするよう推奨されている。

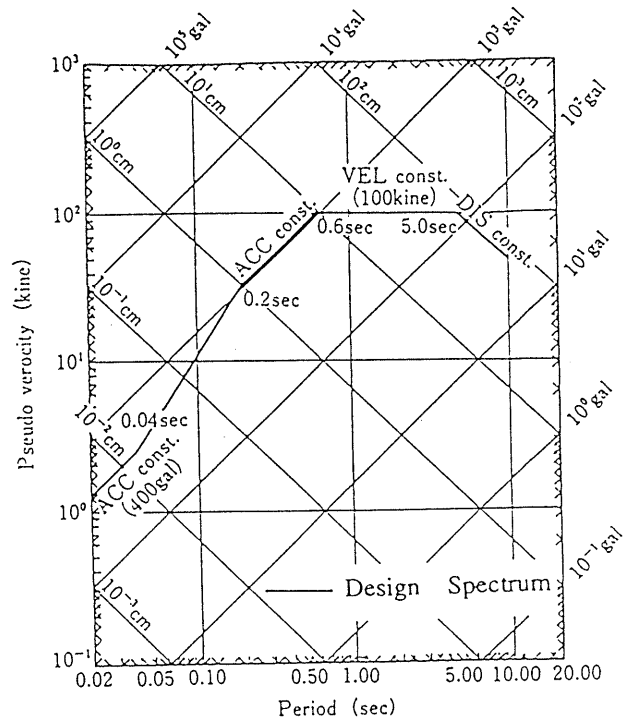


図6 工学基盤に対する標準スペクトル

5. 2 一般要求

耐震設計は3つのステップより成り立っている。

ステップ1：

レベル1の地震動に対しては、動的時刻歴解析により、構造部材の応答が弾性範囲におさまっていることを確認する。ここで、2次部材に対する損傷は許容されない。

ステップ2：

レベル2の地震動に対しては、動的時刻歴解析により、構造物の変位応答が設計応答限界内であることを確認する

ステップ3：

非線型漸増載荷解析（Push Over Analysis）により、設計終局限界変形時に想定した崩壊メカニズムが発生することを確認するとともに、構造部材の靱性限界が設計終局限界以上であることを確認する。

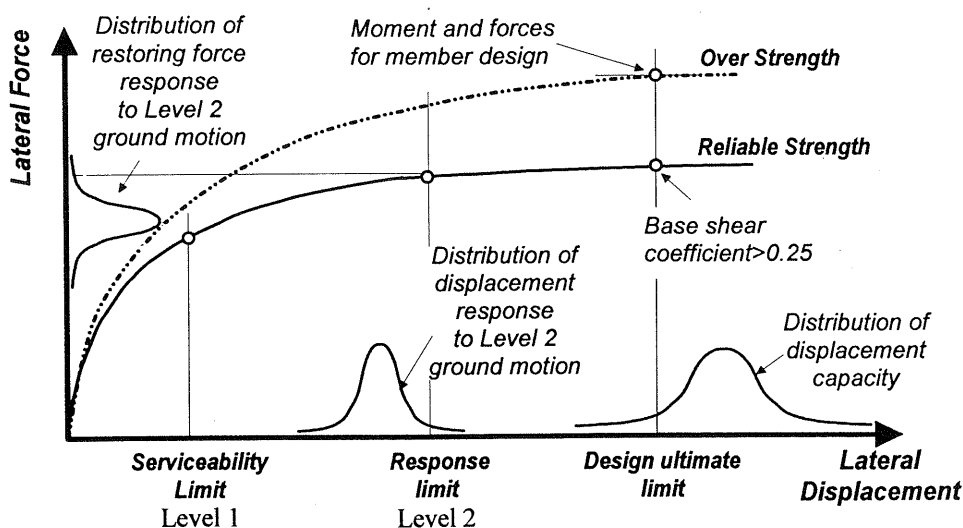


図7 レベル1及びレベル2地震動に対する限界状態

ここで、設計終局限界変位は、構造体の内部仕事は、設計応答限界時の2倍になる点と定義されている。以上の各種限界は、図7及び表2、表3に取りまとめられている。ここで紹介した高層建物に対する耐震設計法はすでに実際に用いられており、現在に至るまで多くの高層建物が建設されている。また、それらの幾つかはプレキャスト工法により建設されている（図8に一例を示す）。

表2 設計クライテリアと確認の方法

クライテリア	確認方法
ステップ1(レベル1地震動) (1) 層間変形角が使用限界以下* (2) 部材応答が弾性範囲	入力地震動は、過去の地震動3波と人工地震動1波とする。時刻歴解析の構造体のモデル化は以下のどちらかとする。
ステップ2(レベル2地震動) (1) 地震水平力の重心位置での水平変形角が設計応答限界角**以下 (2) 最大層間変形角が、設計応答限界角**の1.5倍以下 (3) 部材の曲げ降伏は許容するが層の水平抵抗の減少は許容しない	(1) 漸増载荷により得られた層せん断力 (1) 層間変形関係に基づく質点系等価せん断モデル (2) 2次元または3次元フレームモデル
ステップ3(静的性能の確認) (1) 設計終局限界変形時***のベースシャー係数は0.25以上 (2) 靱性部材は、設計終局限界変形***まで靱性挙動を示す (1)強度部材は、設計終局限界変形***まで脆性破壊を示さない。	建築基準法施行例に示される地震外力分布を用い、2次元または3次元骨組みモデルにたいする非線型漸増载荷解析

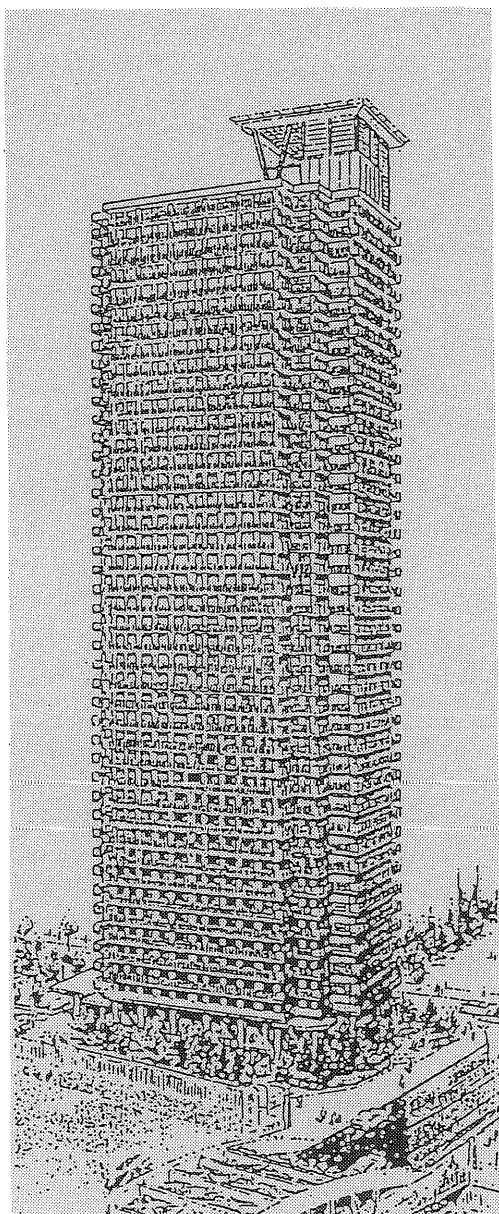
*使用限界層間変形角は設計者の判断で決定され、1/200以下

**設計応答限界角は、設計者の判断で決定され、1/120以下

***設計終局限界変形は、構造体の内部仕事は、設計応答限界角時の2倍となる変形

表3 設計終局限界変形時に対する要求

部材性能		建物水平強度
靱性部材	耐力低下を示さない	ベースシャー係数 0.25 以上
非靱性(強度)部材	弾性範囲にあり破壊しない	



Use: Condominium (384 families)

Number of story : 43

Total floor area : 1777.05 m²

Height : 141.64 m

Foundation : Steel pile (34 m)

Concrete strength

Below 11th story : 60 MPa

12 - 16 stories : 54 MPa

17 - 21 stories : 48 MPa

22 - 31 stories : 42 MPa

32 - 37 stories : 36 MPa

Above 38th story : 30 MPa

Flexural reinforcement

41 mm in dia. deformed bar

Grade 490 ($f_y=490$ MPa)

Transverse reinforcement (spiral)

13 mm in dia. deformed bar

Grade 1275 ($f_{wy}=1275$ MPa)

図8 43階建て集合住宅の鳥瞰図（大成建設大阪支店の好意による）

6. 結 論

ここでは、我が国における高強度コンクリートに関する研究と実際応用の現状につき報告した。著者は、できるだけ多くの研究を紹介するよう努力したが時間の関係でかぎられたものになってしまった。また、本稿では、高強度コンクリートの力学的側面のみを論じたが、密実で耐久性の高い点を見逃すことはできない。今後、我が国の社会が成熟に向かうことは自明であり、その際より長期的な観点に立った社会資本の蓄積が要求される。その時に高強度コンクリートは最適な建設材料として脚光を浴びるであろう。この意味も含め、今後我が国における高強度コンクリートの使用が飛躍的に増大するであろうことは疑うべくもなく大いに期待がもてる材料である。今後は、高強度コンクリートの更なる利用を目指し、研究者及び実務家間での情報の相互交換が必要であろうし、従来の考えにとらわれることなく新しい用途を模索することも重要である。

参考文献

- 1) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事、日本建築学会、1993
- 2) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事、日本建築学会、1997
- 3) H. Muguruma et al, "Microstructures of Ultra-High Strength Concrete", Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Symposium in Stavanger Norway, June, 1987, pp.63-72
- 4) T. Suzuki, "Experimental Study of High-Strength Superplasticized Concrete", Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Symposium in Stavanger Norway, June, 1987, pp.51-62
- 5) N. Nishiyama, H. Muguruma and F. Watanabe, "On the Low Cycle Fatigue Behaviors of Concrete and Concrete Members under Submerged Condition", Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Symposium in Stavanger Norway, June, 1987, pp.319-330
- 6) H. Aoyama et al, "Outline of the Japanese National Project on Advanced Reinforced Concrete Buildings with High-Strength and High-Quality Materials", High-Strength Concrete, Proceedings of Second International Symposium, Berkeley California, May, 1990, pp.21-32
- 7) H. Muguruma et al., "Stress-strain Curve Model for Concrete with a Wide-range of Compressive Strength", Proceedings of High Strength Concrete 1993, Lillehammer, Norway, pp.314-318
- 8) H. Muguruma et al. , "Ductility Improvement of High Strength Concrete by Lateral Confinement", Transactions of the Japan Concrete Institute, 1983, pp.403-410
- 9) Y. P. Sun and K. Sakino, "Ductility Improvement of Reinforced Concrete Columns with High Strength materials", Transactions of the Japan Concrete Institute, 1993, pp.455-462
- 10) Y. P. Sun and K. Sakino, "Axial behaviors of Confined High Strength Concrete", Transactions of the Japan Concrete Institute, 1993, pp.455-462
- 11) M. Nishiyama et al, "Axial Loading Tests on High Strength Concrete Prisms Confined by Ordinary and High Strength Steel", Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, HSC Symposium, Norway, 1993, pp.322-329
- 12) 薬研地、平石他、"高強度鉄筋コンクリート円柱の中心圧縮性状に関する実験的研究"、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1992、pp.547-548
- 13) 田中、薬研地他、"高強度鉄筋コンクリート造実大柱の中心圧縮性状に関する実験的研究"、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1993、pp.761-762
- 14) H. Muguruma and F. Watanabe, "Ductility Improvement of High Strength Concrete Columns with Lateral Confinement", High-Strength Concrete, Proceedings of Second International Symposium, Berkeley California, May, 1990, pp.47-60
- 15) H. Muguruma et al. , "Ductile Behavior of High-Strength Concrete Columns Confined by High-Strength Transverse Reinforcement", ACI SP128, Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovation Design, Vol.2, 1991
- 16) K. Suzuki, T. Nakatsuka and K. Inoue, "Ultimate Limit Index Points and Their Characteristics of Partially Prestressed Concrete Beam Sections", Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation, Japan Concrete Institute, March 28 and 29, 1988.
- 17) 平石、稲井、"鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究"、日本建築学会構造系論文報告集 No408、1990 年 2 月、pp.21-30
- 18) 平石他、"鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究—(その1)柱の中心圧縮実験、純曲げ実験及び曲げせん断実験とその相関"、日本建築学会構造系論文報告集 No410、1990 年 4 月、pp.27-40
- 19) 松崎、中野他、"高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験研究"、コンクリート工学年次論文報告集、第 12 巻、第 2 号、1990、pp.325-328
- 20) F. Watanabe, M. Nishiyama and H. Muguruma, "Strength and Ductility of High Strength Concrete Beams subjected to Combined Bending and Shear", Proceedings of High Strength Concrete 1993, Lillehammer, Norway, pp.412-419

- 21) Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI318-95, American Concrete Institute
- 22) Takashi Arakawa, Allowable Shear Stress and Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams : Re-evaluation by Tests”, Concrete Journal, Vol.8, No.7, Japan National Council of Concrete, 1970, pp.11-20
- 23) Mogens Peter Nielsen, Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall
- 24) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1990
- 25) 楊、津村、吉村、“超高強度材料を用いた梁のせん断性状に関する実験的研究”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1993、pp.405-406
- 26) 井上、西村、倉本、“高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1992、pp.635-636
- 27) 桑田、中山、南、“600 キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断耐力”、コンクリート工学年次論文報告集、第 15 巻、第 2 号、1993、pp.473-478
- 28) 瀬尾、野口他、“高強度材料を用いたRC柱のせん断性状に関する研究、その1、その2”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1992、pp.627-630
- 29) 構造性能分科会報告書、New RC プロジェクト、国土開発技術研究センター、1993 年 3 月

コンクリート道路橋施工便覧の改訂について

(社) 日本道路協会コンクリート道路橋施工便覧改訂分科会長	一 枘 久 允
日本道路公団技術部構造技術課課長代理	池 田 博 之
日本道路公団東京第二建設局建設部構造技術課課長代理	細 木 康 夫
日本道路公団技術部構造技術課	青 木 圭 一
首都高速道路公団神奈川建設局設計課課長補佐	佐々木 一 哉

はじめに

「コンクリート道路橋施工便覧」は、昭和59年2月にプレストレストコンクリート橋施工便覧を発展的に改訂して、コンクリート道路橋の主として上部構造に関する一般的な施工技術を示し、施工およびその計画に携わる技術者の手引書となることを目的として発刊された。それからすでに13年が経過し、記述の見直し、参照データの追加・更新、新しい工法や材料の紹介等が望まれてきた。

このような要望を受け、このたび「コンクリート道路橋施工便覧」の全般的な改訂が行われた。
主な改訂点は次の通りである。

- ① 道路橋示方書コンクリート橋編および土木学会コンクリート標準示方書やJIS規定等の関連基準、諸規定類の改訂に伴い、関係箇所の見直しおよび修正を行った。
- ② 高強度コンクリート、高流動コンクリート、グラウト等の新材料に関する記述を、関連各章において充実させた。
- ③ 材料および施工の各段階における品質管理の記述を充実させた。
- ④ プレキャストセグメント工法、斜張橋、アーチ橋等の新しい構造形式についてその概要を示し、その施工事例を紹介した。

プレストレストコンクリート構造物は、高度な技術的知識と経験が必要とされ、慎重な施工が行われてきている。しかしながら、イギリスにおけるポストテンション方式のプレストレストコンクリート橋のグラウト不良に起因する落橋事故を契機にした、イギリス交通省によるポストテンション方式の一時的な採用中止措置にみられるように、周到に作られたマニュアルに基づく適切な施工が、要求される性能を備えたプレストレストコンクリート橋を作ることに必須である。

本便覧は、コンクリート道路橋の施工計画の立案から実際の現場施工までの各段階における施工上の注意事項を取り上げ、その要点を示すとともに、経験の浅い技術者に対しての手引書となるように記述することに努めた。

以下に改訂点を中心にその概要を説明する。

第1章 総 説

第1章は、本便覧の目的およびコンクリート道路橋の施工に関する基本的な考え方等について記述している。施工に着手する前に理解しておかなければならない事項として、従来同様、施工に関する図書やコンクリートの基本的な性質等の説明に加えて、今回の改訂において、品質管理に関する記述を追加した。

節	改 訂 の 要 旨
1.1 一 般 1.1.1 便覧の目的 1.1.2 コンクリート橋の施工に関係の深い諸規定類 1.2 コンクリート橋の施工 1.3 施工に着手する前に理解しておかなければならない事項 1.3.1 施工に関する図書 1.3.2 材料およびその性質 1.3.3 プレストレッシングに関する事項 1.3.4 断面応力および変形 1.3.5 品質管理 1.3.6 施工上必要な予備計算 1.3.7 現場条件に対する配慮および調査	・ 最新版を示した。 ・ 新たに本節を設け、品質管理の重要性および留意点について概説した。

1.1 一 般

本便覧は、コンクリート道路橋の主として上部構造に関する一般的な施工技術を示し、施工およびその計画に携わる技術者の手引書となることを目的として作成されたもので、主に「まえがき」に示す事項について記述している。

現場工事を主体とする施工の問題を扱う場合、その方法に絶対的なものではなく、また種々の条件によってそれが変化することが多い。そのため、本便覧に示す一般的な方法をそのままの現場にも適用できるものではない。例えば、施工計画、型枠支保工、架設工等は現場の状況、使用機械機具等によって異なり、その方法は多種多様である。従って、本便覧の使用にあたっては、このことを十分に理解して、それぞれの現場条件に応じて誤りのない運用をする必要がある。また、技術の進歩の速い今日、新技術、新工法の出現も多く、これらの採用には十分な注意が必要であることはもちろんであるが、本便覧はこれらの採用を制限するものではない。

1.2 コンクリート橋の施工

コンクリート橋の施工は、設計で意図された構造安全性、耐久性等の橋に要求される性能を確保するために、品質管理に十分留意して行うことが重要である。さらに、架橋地点の地形、環境、架設工法の安全性、経済性、施工速度等を考慮に入れて適切な施工方法を用いることが必要である。

1.3 施工に着手する前に理解しておかなければならない事項

構造物の施工は、設計図に忠実でなければならないことはもちろんであるが、特にプレストレストコンクリート橋の場合、プレストレスを与えるという作業が加わる関係上、設計と施工の間により密接なつながりがある。そのため工事担当者は、設計図の理解だけでなく、設計計算の内容と各施工段階における応力状態等を十分理解しておかなければならない。

1.3.5 品質管理

コンクリート橋が設計で意図された安全性・耐久性・機能性等を有するためには、所定の品質を有する材料を用い、設計図通りの寸法で施工されねばならない。そのためには、あらかじめ材料の品質管理方法、施工精度管理方法について十分に検討しておかなければならない。

第2章 施工上必要となる基本的な設計計算

第2章は、コンクリート道路橋を施工する場合に必要な基本的な設計計算、例えば、コンクリート部材の応力度や変形、プレストレスングおよび架設時の安全性等に関する計算についての考え方を示している。なお、章の名称を「施工着手前に必要な設計計算」から「施工上必要となる基本的な設計計算」に変更した。

節	改訂の要旨
2.1 一般	・建設省の標準設計の変更に伴い、I(T)型断面を変更した。
2.1.1 設計計算に関する一般的事項	
2.1.2 設計図書で確認する必要がある事項	
2.1.3 記号	・実用式を追加。また、旧便覧は土木学会 RC 示方書（改訂前）に準拠していたが、同示方書の記号が限界状態設計法へ移行したため、設計便覧に準拠して変更した。
2.1.4 プレストレス力	
2.2 コンクリート部材の応力度に関する計算	・本節を新たに設け、基本的な設計計算方法について、曲げモーメントおよび軸方向力が作用する部材、せん断力が作用する部材に大別し、それぞれ鉄筋コンクリートとプレストレスとコンクリートの場合について整理した。
2.2.1 一般	
2.2.2 曲げモーメントおよび軸方向力が作用する部材	
2.2.3 せん断力が作用する部材	
2.3 コンクリート部材の変形に関する計算	・クリープ係数については道示の式を示した。
2.3.1 一般	
2.3.2 部材のたわみ（そり量）	
2.3.3 部材の伸縮	

2.4 プレストレッシングに関する計算 2.4.1 PC 鋼材の引張力に関する計算 2.4.2 PC 鋼材の伸びに関する計算 2.5 架設時の安全に関する計算 2.5.1 プレキャストげた架設工法 2.5.2 固定支保工式架設工法 2.5.3 押出し架設工法 2.5.4 移動支保工式架設工法 2.5.5 張出し架設工法	・けたの横座屈については、けた端の回転に対する拘束状態が異なる場合ならびにプレキャストセグメント工法の場合について説明を追加した。 ・旧便覧の具体的な検討の内容が、枠組み支保工に限られているので削除し、労働安全衛生規則に示された全般的な固定支保工の照査荷重、安全性の検討方法について記述した。
--	--

2.1 一 般

コンクリート道路橋の設計に際し、施工計画の基本的な部分については通常考慮されているが、詳細な部分については、現場状況、架設設備、架設荷重、気象その他の諸条件によって変更を余儀なくされる場合がある。本章は、このようなコンクリート部材や架設機材の施工計画の変更に伴う設計図書の見直し、架設時の安全性の照査に必要となる基本的な設計計算の考え方を示している。

記号については、従来、土木学会 R C 示方書（改訂前）に準拠していたが、同示方書の限界状態設計法への移行に伴い大幅に改訂されたため、許容応力法を基本とする本便覧では設計便覧に準拠することとした。

2.2 コンクリート部材の応力度に関する計算

鉄筋コンクリートおよびプレストレスとコンクリート部材の曲げ応力度の計算方法やせん断力に対する検討方法を示す。

2.3 コンクリート部材の変形に関する計算

コンクリート部材は、施工後においてもクリープ・乾燥収縮等によって変形量が変化する。近年、変形量の計算は電子計算機を用いて行うことが多いが、電算結果の概略照査や目安値の計算に役立つように、主に単純げたを例にとり、変形量の算出式を示している。

2.3.2 部材のたわみ（そり量）

(b) コンクリートのクリープ変形によるたわみ $\delta_{\varphi t}$

クリープによるたわみ

$$\delta_{\varphi t} = \varphi_t \cdot \left(\frac{1+\eta}{2} \cdot \delta_p + \delta_d \right) \dots \dots \dots (2-43)$$

ここに、 φ_t は〔道示Ⅰ〕式（解2.1.9）によるクリープの進行度を考慮して求めればよい。たとえば、仮想厚さが40cmの部材に材令7日でプレストレスを導入した場合、クリープ係数は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \varphi_t &= 0.4\beta_d(t_\infty - t_f) + 2.0\{\beta_f(t_\infty) - \beta_f(t_f)\} \\ &= 0.4 + 2.0 \times (1.4 - 0.3) = 2.6 \end{aligned}$$

ここに、

$\beta_d(t - t_0)$ ：持続荷重載荷後の経過日数（ $t - t_0$ ）に関する関数で、3ヶ月をこえる場合には1.0としてよい。

$\beta_f(t)$ ：コンクリートの材令 t (日) および部材の仮想厚に関する関数。

2.4 プレストレッシングに関する計算

PC鋼材の引張力および伸びに関する計算は、緊張管理の重要な指標であり、これらに関する基本的な事項について示している。

2.5 架設時の安全性に関する計算

コンクリート道路橋の施工は、部材重量が大きく、使用材料の種類も多いため、施工速度が一般に遅い。これを克服するため、架橋地点の条件に応じて、様々な架設工法が開発、採用されている。また、コンクリート橋の安全性については、構造系の完成時のみならず施工中の不安定構造時についても十分検討する必要がある。

架設工法には「10.1.2 架設工法の分類」に示す種類があるが、ここでは一般的な架設工法について、架設時の安全性に関する検討方法について示している。

2.5.1 プレキャストげた架設工法

(c) けたの横座屈

プレキャストげたのスパンを長くしたり、横方向の剛度を小さくしていくと、たとえけたの曲げ応力度が許容値を十分に満足していたとしても横方向に座屈しやすいものとなる。従って、以下に示すけたの横座屈に対する安全性を十分検討する必要がある。けたの横座屈については P. Lebel 或 J. Muller の研究があり、一般にけたの横方向座屈を起こす限界等分布荷重 W_{cr} は、次式によって近似的に求めることができる。²⁻¹⁾

$$W_{cr} = \frac{m \cdot \sqrt{B \cdot C}}{l^3} \dots \dots \dots (2-63)$$

ここに、

m ：けたの支承条件によって求める定数
 B ：横方向曲げ剛度 $E_c \cdot I_h$ (kgf・cm²)
 C ：ねじり剛度 $G \cdot J$ ($G = 0.43 E_c$) (kgf・cm²)
 l ：支持支間長 (cm)

安全率 F は、けたの単位長さ当りの重量 W_{do} との比として、次のように求まる。

$$F_1, F_2 = \frac{W_{cr}}{W_{do}} \dots\dots\dots (2-64)$$

ここに、

F_1 : けた端が回転に対して完全に拘束される場合

F_2 : けた端が回転に対して弾性的に支承されている場合

P. Labelle の提案ならびにこれまでの過去の経験から、安全率に関しては、一般に次式を参考としてよい。

$F_1, F_2 \geq 4$ 架設中安全といえる。

$4 > F_1, F_2 \geq 2.5$ けたの架設中の傾きを想定し、上縁隅に引張応力が発生するようであれば、引張鉄筋等により十分補強しておく必要がある。

$F_1, F_2 < 2.5$ 断面性能を改善するかまたは架設中の安全率を上げる方法を講ずるのがよい。

また、プレキャストセグメント工法の場合は、継目部に補強筋が配置できないため、架設に際しては一層注意を要する。プレキャストセグメント工法の場合の判定例は、次式を参考としてよい。

$F_1, F_2 \geq 4.0$ 架設中安全であるといえる。

$4.0 > F_1, F_2 \geq 2.5$ 次に示す方法などで架設中の安全率を4.0以上とするか、けたの架設中の傾きにより発生する引張力に対して十分補強するのがよい。

$F_1, F_2 < 2.5$ 次に示す方法などで架設中の安全率を4.0以上とするか、2.5以上としたうえで、けたの架設中の傾きにより発生する引張力に対して十分補強するのがよい。

第 3 章 材 料

第 3 章では、コンクリート道路橋の施工に一般的に使用される材料に関し、特徴および使用上の留意点を示している。特に、コンクリート道路橋にはプレストレストコンクリート橋が多いことを反映し、PC 鋼材について詳細に記述している。また、今回の改訂において、近年施工実績が増えているコンクリート塗装に用いられる材料が追加された。

節	改 訂 の 要 旨
3.1 一 般	
3.2 コンクリート	
3.2.1 一般	
3.2.2 セメント	
3.2.3 水	・新たに本節を設け、練り混ぜ水等材料としての水について記述した。
3.2.4 骨材	・アルカリ骨材反応の概要と対策方法を追加した。
3.2.5 混和材料	・混和材料の摘要規格および用途に関する記述を修正した。また、高性能AE減水剤、流動化コンクリートに関する記述を追加した。
3.2.6 レディーミクストコンクリート	
3.2.7 人工軽量骨材コンクリート	・土木学会RC示方書と整合を図り、現況の問題点等を示した。
3.3 鉄 筋	
3.3.1 一般	
3.3.2 鉄筋の種類と品質	・D32 を超える太径鉄筋に関する取り扱いを示し、これらの標準寸法、単位質量等を示した。また、エポキシ樹脂鉄筋に関する記述を追加した。
3.4 PC 鋼材	・JIS および道示との整合を図り、PC 鋼材の記号、図表等を修正した。 ・PC 鋼材の疲労強度の記述を削除した。 ・参考資料として、JIS 規格 PC 鋼材以外の緊張材、PC 鋼材に表面処理を施した緊張材等の

3.4.1 PC 鋼材一般 3.4.2 PC 鋼材の種類と品質 3.4.3 PC 鋼材のリラクセーション 3.4.4 PC 鋼材に対する温度の影響 3.4.5 PC 鋼材をガス切断した場合の影響範囲 3.4.6 PC 鋼材の腐食 3.4.7 PC 鋼材のヤング係数 3.4.8 PC 鋼材の曲げ配置による影響 3.4.9 PC 鋼材傾斜定着の影響 3.5 定着具および接続具 3.6 シース 3.7 グラウト 3.8 接着剤 3.9 コンクリート塗装用材料	新しい緊張材について紹介した。 ・遅れ破壊に関する記述を追加した。 ・新たに本節を設け、定着具および接続具に要求される性能の概要を示した。 ・接着剤の種別と一般特性を追加した。 ・新たに本節を設け、コンクリート塗装用材料の概要を示した。
--	---

3.1 一 般

コンクリート橋の施工に用いる材料は、その目的に適合した品質が保証されていることが重要であり、施工に先立って品質の確認を行うことが必要である。

3.2 コンクリート

所要の強度、耐久性、水密性を有し、品質のばらつきが少ないコンクリートを造るために要求されるコンクリート材料の性質や使用に際しての留意点が示されている。今回の改訂において、新たにコンクリート材料としての水の説明が加えられている。また、混和材料については、高性能AE減水剤、流動化コンクリートに関する記述が追加され、記述全体が充実している。

3.2.3 水

練混ぜ水は、コンクリートの品質に悪影響を及ぼしたり、鋼材を腐食させる有害物質を含んではならない。練混ぜ水については「標準示方書施工編」3.3に適合するものを用いるものとし、一般的には上水道、無害な回収水などが使用されている。

3.2.5 混和材料

高性能減水剤は、凝結、過剰な空気の連行および強度低下などの悪影響がなく高い混入率で使用でき、練

混ぜ水の大幅な減少または一定水量のままワーカビリティの著しい増進ができるコンクリート用減水剤である。

高性能A E減水剤は、空気連行性を有し、A E剤よりも高い減水性能と良好なスランプ保持性能を有するものである。高性能A E減水剤は、流動化コンクリートへの他に、高品質・高性能なコンクリートを製造する1つの有力な手段として利用されはじめ、1995年にJ I S化されるに至っている。

3.3 鉄 筋

鉄筋コンクリート用の棒鋼の種類およびその機械的性質等が示されている。今回の改訂において、太径鉄筋およびエポキシ樹脂塗装鉄筋の記述が追加されている。

3.3.2 鉄筋の種類と品質

[道示 I、III] において直径 32mm をこえる鉄筋の許容応力度が規定されていないが、[道示 I、IV] には直径 51mm までの鉄筋について許容応力度が規定されており、使用に際してはこれを準ずるものとする。

塩分環境下に設置されるコンクリート構造物においては、防食方法としてエポキシ樹脂塗装鉄筋等が使用されている。エポキシ樹脂塗装の方法には静電粉体塗装法、流動浸漬法等があってそれぞれ特徴があるが、耐食性の大きい塗膜が要求され、また形状の制約および塗装の効率化から前者が用いられている。

3.4 P C 鋼材

プレストレストコンクリートに用いられる P C 鋼材の諸性質について説明している。今回の改訂において、P C 鋼材の疲労強度の記述が削除され、P C 鋼材の遅れ破壊の記述が追加された。また、参考資料として、近年使用実績が増えつつある新しい P C 緊張材の紹介が追加された。

3.4.6 P C 鋼材の腐食

(2) 遅れ破壊

鋼材が引張力状態で特定の腐食環境にさらされると、ある時間経過後に脆性的に破壊する現象が発生する。これを一般に遅れ破壊といい、金属の溶解によって割れが進展する応力腐食割れと、金属に吸収された水素に起因して破壊する水素脆性割れに区別されている。

遅れ破壊は、材料、環境、応力の3因子の組み合わせによって発生し、材料により発生する環境が異なる。この破壊は負荷応力が高いほど、腐食媒体の濃度が高いほど、温度が高いほど発生しやすいとされるが、材料成分や組織による感受性は異なっている。したがって、材料の選定のみならず環境的にも良好な状態となるように設計・施工に留意しなければならない。

3.5 定着具および接続具

今回の改訂において新たに設けられた節で、定着具および接続具が具備すべき性質が示されている。

3.6 シース

シースは、その取り扱い中あるいはコンクリート打込みのとき、容易に変形しないようなものでなければならない等、シースが具備すべき条件を示している。今回の改訂において、特殊なシースとして、低摩擦シース、プラスチックシース、ジャバラシースの記述が加えられた。

3.8 接着剤

プレキャスト部材の接合に用いる接着剤として主に使用されているエポキシ樹脂について、その性質および使用上の留意点が示されている。なお、今回の改訂において、接着剤一覧とエポキシ樹脂以外の土木工事に用接着剤の一般的な特性を示す表が追加された。

3.9 コンクリート塗装用材料

今回の改訂において新たに設けられた節で、近年施工例が増えてきたコンクリート塗装について、施工の目的、材料に要求される性質等について記述している。

コンクリート塗装は、コンクリート表面を塗装により被覆し、コンクリートの劣化要因である水、酸素、塩分、炭酸ガスの浸透を抑制する目的で実施される。一般には補修対策として用いられる場合が多いが、景観対策や予防保全として塗装される場合もある。また、コンクリートの剥落防止の目的でガラスクロスなどのFRP材を接着する場合がある。

塗装材料には、コンクリート面との付着性や水、塩分など劣化因子の遮断性、ひび割れ追従性などが要求されており、下地処理材、中塗り材、上塗り材を用いた塗装系で施工される。

第4章 施 工 計 画

第4章では、施工計画の各項目について考え方を示し、実際の施工計画書作成のための参考資料について説明している。今回の改訂においては、最新の情報を提供するという観点から、工程表の実例や主要機材表等を可能な限り最新の参考文献から引用したものに差し替えている。

節	改 訂 の 要 旨
4.1 一 般 4.1.1 施工計画の目的 4.1.2 施工計画の種類 4.1.3 施工計画の内容	
4.2 技術計画 4.2.1 一般 4.2.2 けた製作の技術計画	・「第10章 架設工」と整合を図り、架設工法の名称と順序を変更した。 ・プレキャストセグメント架設工法に関する記述を追加した。
4.3 工程計画 4.3.1 一般 4.3.2 工程表の形式 4.3.3 工程表の実例	・現状に合わせて記述を修正した。
4.4 人事労務計画 4.4.1 一般 4.4.2 技術者計画 4.4.3 労務計画	・安全管理体制の確立の必要性について記述した。
4.5 仮設備計画 4.5.1 一般 4.5.2 仮設備の内容 4.5.3 仮設備計画の実例	・周辺環境との景観的調和の必要性について記述を追加した。 ・電力設備、コンクリートプラントについて記述を修正した。 ・プレキャストげた架設工法の実例について記述を充実させた。

4.6 機械計画 4.6.1 一般 4.6.2 機械の種類 4.6.3 機械の使用機器の例 4.6.4 機械の使用工程 4.7 資材計画 4.7.1 一般 4.7.2 本工事材料 4.7.3 仮設材料 4.7.4 資材工程計画 4.8 輸送計画 4.9 安全衛生計画	・新たに本節を設け、輸送計画上の留意点について記述した。
--	------------------------------

4.1 一般

施工計画は、設計図書および仕様書に従って、定められた工期内に構造物を造るためのみならず、その制作過程においてより合理的に施工を行うために策定するものである。本節では、施工計画の種類、施工計画に明記すべき内容等、施工計画の基本的な考え方について説明している。

4.2 技術計画

技術計画とは、工事を施工するにあたって技術的に重要な事柄、例えば、型枠の転用、支保工、コンクリートの打込み、鉄筋・P C鋼材の配置、プレストレッシング等の計画をするものである。技術計画の内容は、けた製作の施工法によってことなるので、本節では、けた製作の施工法別に技術計画をたてる項目を示し、必要事項を説明している。

4.2.2 けた製作の技術計画

(2) プレキャストセグメント架設工法

プレキャストセグメント架設工法は、現場または工場にセグメント製作ヤードを設けてセグメントを製作して運搬し、これを架設してセグメント間に主にエボキシ樹脂系接着剤で接着し、P C鋼材を緊張して一体化することにより橋げたを製作するものである。一般にセグメントの製作を架設と分離して行うことが可能となるため、現場工程を短縮することができる。その反面、より高度な品質と高い精度の出来形が要求され、かつ型枠の転用回数を多くする必要があるため、型枠・支保工の製作・設置は通常の場合打ち施工以上に綿密な計画のもとに実施することが必要となる。

以下にセグメントの製作方法の概念図を示す。

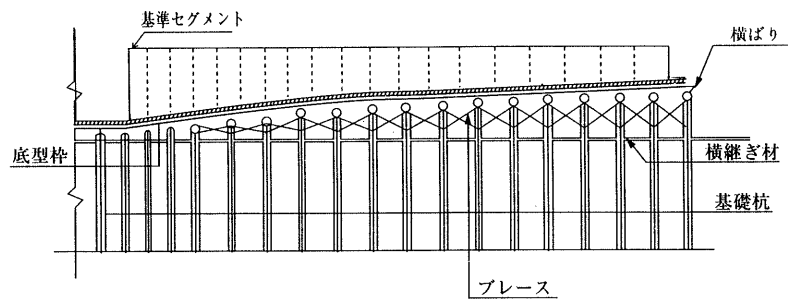


図-4.1 ロングライン方式概念図

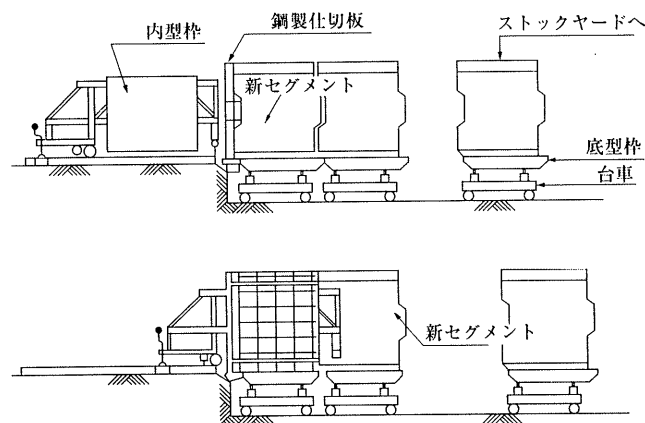


図-4.4 ショートライン方式概念図

4.3 工程計画

工程計画とは、技術計画に従って工期内に工事を完成させるために、各工種の工程ならびに全体工程を計画するものである。工程表の実例においては、できるだけ最新の情報を紹介することとし、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会編集による「施工計画書作成の手引き」等から引用している。

4.4 人事労務計画

人事労務計画とは、技術計画および工程計画に沿って工事を遂行するために必要な人事労務を計画することで、管理技術者、特殊作業員等の必要人員を決定するものである。今回の改訂に際しては、安全管理体制を確立させ工事を安全に遂行させることの必要性の記述を追加した。

4.5 仮設備計画

仮設備計画とは、工事を施工するにあたって、事務所、倉庫、工事用道路、けた製作ヤード等の間接的に必要となる設備、機材等を計画するものである。

電力会社から受電する場合の電力設備については、地域によって若干の差異はあるが、ここでは一般的と思われる所要電力計算例を示している。また、コンクリートプラント設備については、一般的な規模のコンクリート橋の工事においてはレディーミクストコンクリートが使用されることを考慮して、記述を簡素化している。

4.6 機械計画

機械計画とは、技術計画に基づいて、必要な機械の種類、台数、使用期間等を計画するものである。架設工法別の使用機器の例は、工程表の実例と同様に「施工計画書作成の手引き」等から引用して示している。

4.7 資材計画

資材計画とは、技術計画および工程計画に基づいて、必要な資材の調達を計画するものである。本節では、調達すべき資材を本工事材料、仮設材料、仮設備材料に大別し、前2者について計画立案上の留意点を説明している。

4.8 輸送計画

輸送計画とは、必要な資材、機械等を現場へ確実にかつ安全に輸送するために、輸送手段、ルート、スケジュール等について計画するものである。今回の改訂に際して、本節を新たに設け、輸送計画を立案する場合の留意点について説明した。

輸送計画は、個々の現場の地理的条件、交通条件によって大きく左右されるという特徴を有している。輸送計画の作成にあたっては、現場の立地条件、地形的条件、気象条件、輸送途上の道路線形・規格、コンクリートプラントやプレキャスト部材製作工場・ヤードからの交通条件等を勘案しなければならない。

また、運搬車両の通行にあたっては、道路法、道路交通法、車両制限令、道路運送車両の保安基準等の関係法規類を遵守するとともに、必要に応じて警察、道路管理者等関係機関との調整を行うこととなる。特に、車両制限令の最高限度の特例（特殊車両通行許可制度）を適用する場合には、事前に車両の諸元、積載物の内容、通行経路、通行の日時等を所定の書類に書き込み、道路管理者に申請し、特殊車両通行許可証の交付を受ける必要がある。

4.9 安全衛生計画

安全衛生計画とは、作業上の安全対策、宿舍の衛生対策等を計画するものである。本節では、コンクリート橋工事に特有の事柄として、プレストレッシングの注意事項、高所作業の問題等が挙げられている。

第5章 型枠および支保工

第5章は、コンクリート道路橋の施工に使用する型枠および支保工の計画・設計・施工に関する留意事項等を示している。計画および設計では、荷重の算定方法および使用材料の種類とその許容応力度を示している。それに基づき、型枠および支保工の設計手法、設計上の目安などを与えている。更に、それらの施工上の注意事項をとりまとめている。

節	改訂の要旨
5.1 一般	・ 最近の具体的事例を盛り込んだ文献を示した。
5.2 荷重	・ 作業荷重の一例を示した。
5.2.1 鉛直方向荷重	
5.2.2 水平方向荷重	
5.2.3 コンクリートの側圧	
5.2.4 プレストレスの影響	
5.2.5 特殊荷重	
5.3 材料および許容応力度	
5.3.1 型枠材料	・ JAS および JIS の改訂に対応し、規格品の寸法等を修正した。
	・ 型枠として最近用いられつつあるポリマー含浸コンクリート製型枠、レジコンクリート製の擬似石垣用型枠等のコンクリート製型枠を追加した。
5.3.2 支保工材料	・ 最近用いられている鋼製支柱（支保工）を示した。
5.3.3 木材の許容応力度	
5.3.4 鋼材の許容応力度	・ 最新の鋼材の許容応力度を示した。
5.3.5 その他の材料の許容引張力	
5.3.6 許容たわみ量	
5.4 型枠の設計および製作	
5.4.1 設計	
5.4.2 製作上の注意	
5.5 支保工の設計	
5.5.1 支保工の変位	
5.5.2 支保工の基礎	
5.6 型枠および支保工の施工	
5.6.1 組立て	
5.6.2 施工精度	・ 〔道示Ⅲ〕に示される施工精度に基づくことを記した。また、詳細は第12章によることとした。
5.6.3 コンクリート打込み中の注意	
5.6.4 取外し	

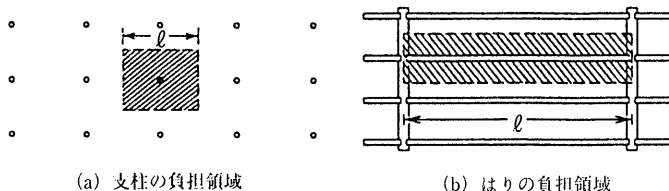
5.2 荷 重

5.2.1 鉛直方向荷重

鉛直方向荷重としては、本体コンクリートの自重、型枠および支保工の自重、作業荷重、仮設備荷重がある。このうち作業荷重は、衝撃の影響も含めて、表-5.1に示すように、150～350kgf/m²を考えるのがよい。

表-5.1 作業荷重の一例

$\ell \leq 1 \text{ m}$ $W = 350 \text{ kgf/m}^2$	ℓ : 支柱またははり 1 本の負担領域の長さ (m) W : 作業荷重 (kgf/m ²)
$1 \text{ m} < \ell < 5.5 \text{ m}$ $W = \frac{350}{\sqrt{\ell}} \text{ kgf/m}^2$	
$\ell \geq 5.5 \text{ m}$ $W = 150 \text{ kgf/m}^2$	



5.2.2 水平方向荷重

水平方向荷重としては、施工中の振動や衝撃、傾斜・不等載荷の影響、施工誤差、風の影響、施工中の地震の影響等がある。風荷重として、一般に表-5.3の値が用いられている。

表-5.3 型枠および支保工に作用する風荷重

施 工 条 件	風荷重 (kgf/m ²)	摘 要
一 般 の 場 合	40	風速 $V=20\text{m/s}$
台風の影響を考慮する場合	150	風速 $V=40\text{m/s}$

5.3 材料および許容応力度

5.3.1 型枠材料

(5) コンクリート製型枠

最近では埋設型枠として、プレストレスが導入されたプレキャストPC板や、コンクリートの細かい空隙を樹脂等の材料で埋めたコンクリート製型枠が適用されることがある。

プレキャストPC板は、Tげた橋やIげた橋のPC合成床版用埋殺し型枠として用いられることが多い（図-5.3）。完成系においては場所打ちコンクリートと一体化され、構造部材として荷重を分担する。本工法は、型枠・支保工に要する労務削減による工期の短縮、底版下面が高品質かつ高強度のコンクリートにより構成されることから、ひびわれ耐力の増加、また、産業廃棄物の低減等の利点を有している。

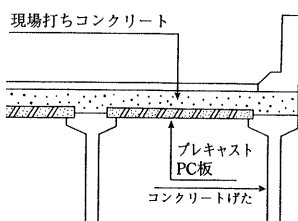


図-5.3 プレキャストPC板の適用例

最近では、塩害、化学的浸食、凍害等に対する耐久性に優れた、特殊コンクリート型枠製品が開発されており、以下に事例を示す。

表-5.0 コンクリート製型枠の概要

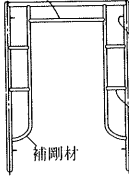
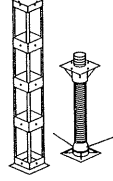
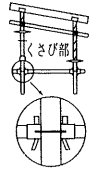
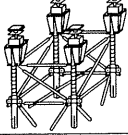
種 類	概 要
ポリマー含浸コンクリート製型枠	ステンレススチール等の鋼の短繊維で補強した板厚 15mm～40mm のコンクリート板にポリマーを含浸させた型枠。
ビニル系樹脂を用いたレジンコンクリート製型枠	ビニル系樹脂を結合材とした厚さ 20mm～30mm のレジンコンクリート製型枠。
ビニロン等の繊維とアラミドネットで補強したモルタル板	ビニロン等の短繊維とアラミドネットで補強した板厚 28mm～58mm のモルタル製型枠。
レジンコンクリート製の擬似石垣用型枠	不飽和ポリエステルを結合材としたレジンコンクリート製の擬似石垣用の埋設型枠。

5.3.2 支保工材料

(4) 支保工材料の選定

一般によく使用される鋼製支柱の性能は表-5.9 に示すとおりである。

表-5.9 鋼製支柱性能と使用上の注意

名 称	材料, 基本許容荷重 ^(注)	イメージ図	使用上の主な注意事項
枠組支柱	$\phi 42.7$ $P_a = 5.0\text{tf/枠}$ (表 5.10 参照) $\phi 48.6$ $P_a = 7.8\text{tf/枠}$ (幅×高さ=1.219m×1.7m の場合の基本値)		1. 枠と枠の間に交差筋かいを入れる。 2. 最上層および5層以内ごとに布枠と水平つなぎを設け、筋かいで補強する。 3. 載荷状況により左記の強度は減少する。(表-5.10) 4. メーカーにより強度が大幅に異なるので注意を要する
パイプサポート	内管 = $\phi 48.6$, 外管 = $\phi 60.5$ $P_a = 2.0\text{tf/本}$ (使用高さ2.0m の場合) 内管 = $\phi 48.6$, 外管 = $\phi 76.3$ $P_a = 7.0\text{tf/本}$ (使用高さ2.0m の場合)		1. 3本継いで用いてはならない。 2. 高さが3.5m 以上となる場合は2m 以内ごとに水平つなぎを2方向に設け、筋かいで補強する。 3. 使用高さ, パイプ径により耐力が大幅に異なる
四角支柱	L-40×40×5 $P_a = 16\text{tf/柱}$ ただし、重荷重用は $P_a = 22\text{tf/柱}$		1. 高さ4m 以内ごとに水平継ぎを2方向に設け、筋かいで補強する。 2. 特に基部の安定に注意を払うこと。
くさび固定式組立て支保工	$\phi 48.6$ $P_a = 2.6\text{tf/本}$ (1.8mごとに水平支持した場合) $\phi 60.5$ $P_a = 5.1\text{tf/本}$ (1.8mごとに水平支持した場合)		1. 水平継ぎ材を1.8m 以内ごとに設ける。 2. 継ぎ材はくさびにより支柱に固定する。 3. 5段以内に筋かいを設ける
パイプ支柱システム	$\phi 152.4 \times t6.2$ $P_a = 50.0\text{tf/支柱}$ (水平継ぎ3.0m 間隔の場合)		1. 高さ3m 以内ごとに水平継ぎ材を設け、筋かいで補強する。 2. 4支柱を最小組合せ単位とする。

(注) いずれの支保工も、メーカー、水平継ぎ材間隔、荷重の載荷方法等により、許容荷重が大きく異なるので、使用に際してはカタログ、仕様書等により確認すること。

5.3.4 鋼材の許容応力度

一般に支柱として用いられる鋼材の許容応力度を表-5.14 に示す。なお、*印の数値は最大値を示しており、座屈に対しては別途の規定による。

表-5.14 鋼材の許容応力度

(kgf/cm²)

鋼材の種類			降伏点	曲げ	軸引張	軸圧縮	せん断
一般構造用圧延鋼材	SS400	厚さ $t \leq 16\text{mm}$	2500	1666*	1666	1666*	950
		$16\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$	2400	1600*	1600	1600*	912
		$40\text{mm} < t$	2200	1466*	1466	1466*	836
一般構造用炭素鋼鋼管	STK400		2400	1600*	1600	1600*	912
一般構造用軽量型钢	SSC400		2500	1666*	1666	1366*	950

第6章 コンクリート工

第6章は、コンクリート道路橋において、一般に用いられているレディーミクストコンクリートを主対象とし、製造から運搬・打設・締固め・養生に至る一連の施工法および、その留意事項を示している。更に、最近高密度配筋および締固めが難しい形状の場合等に適用しつつある高流動コンクリートについても、施工上の基本事項を記している。

節	改訂の要旨
6.1 一般	・高流動コンクリートに関する取扱いを示した。
6.2 コンクリート材料および配合	
6.2.1 使用材料	・材料は第3章に基づくものとした。
6.2.2 配合	・配合時の設定項目および配合強度に関連した割増し係数を改めた。
6.2.3 配合強度	
6.2.4 スランプ	・スランプは8cmとした。
6.2.5 水セメント比	
6.2.6 単位水量	
6.2.7 単位セメント量	
6.2.8 空気量	・空気量は4.5%とした。
6.2.9 細骨材率	
6.2.10 粗骨材の最大寸法	
6.2.11 塩化物イオン量	・塩化物イオン量はすべて 0.3kg/m^3 以下とした。
6.2.12 配合の表わし方	・最近の施工事例より種々の部材に用いられた配合事例を示した。
6.2.13 貯蔵	
6.3 レディーミクストコンクリート	・JIS A 5308 の改訂に合わせて、コンクリートの種類、指定事項を修正した。
6.3.1 工場の選定	
6.3.2 品質	
6.3.3 受入れ	
6.4 計量および練りませ	
6.4.1 計量	・計量の許容誤差を示した。
6.4.2 練りませ	・ミキサに関連した JIS および実施工に基づくミキサの種類を示した。
6.5 コンクリートの施工	
6.5.1 運搬	・最近用いられているコンクリートポンプを示した。
6.5.2 打込み	・高流動コンクリートの打込み時の留意事項を示した。
6.5.3 締固め	・最近用いられている締固め用振動機を示した。
6.5.4 養生	・養生を目的別に湿潤養生と温度養生に大別して、その方法を示した。
6.5.5 打継目	・鉛直打継目の端型枠の事例を示した。

6.2 コンクリート材料および配合

6.2.3 配合強度

配合強度の設定に関する割増し係数と変動係数の関係は、〔道示Ⅲ〕および J I S の規定に基づく、図-6.1に示す通りとなる。なお、通常の管理状態にあるレディーミクストコンクリート工場における圧縮強度の変動係数は10%以下であり、この範囲での割増し係数は1.1~1.2程度となり、〔道示Ⅲ〕と〔標準示方書〕との差異は無視できる。

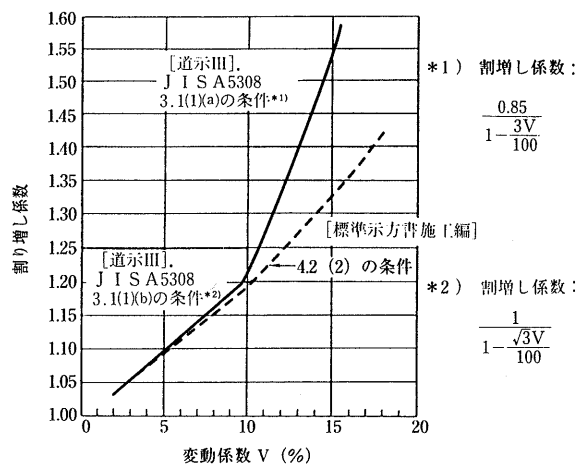


図-6.1 各示方書による割増し係数の比較

6.2.4 スランプ

〔道示Ⅲ〕にて、コンクリート橋のスランプは8cmを原則としている。

必要以上に大きなスランプのコンクリートを用いると、単位水量および単位セメント量が大きくなり、乾燥収縮などにより構造物に有害な影響を与える。したがって、スランプは、作業が容易にできる範囲でできる限り小さくしなければならない。このため、一般の鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリート部材では、スランプは8cmを原則とした。

なお、施工上、やむをえず流動化剤を使用する場合でも、ベースコンクリートのスランプは8cmとし、材料分離を防止することから流動化後も荷卸し時のスランプ試験の測定で18cmを超えないようにしなければならない。また、流動化コンクリートのスランプの経時変化は通常のコンクリートよりも大きく、温度や添加時期の影響を受ける。これらによりコールドジョイントを作ることがあることから、施工計画時に十分な配慮が必要である。

また、高流動コンクリートのように、高い流動性を有するコンクリートでは、スランプの大きさよりも広がりの方がワーカビリティを適切に表す場合がある。この広がり程度の度合いをスランプフローと称し、一般に50~70cm程度のものが使用されている。

6.3 レディーミクストコンクリート

平成8年3月改訂の J I S A 5308レディーミクストコンクリートが、〔道示Ⅲ〕に取入れられていることより、改訂事項を盛り込むこととした。主な事項は、コンクリートの種類 (表-6.4)、発注時の指定事項の追記である。

表-6.4 JIS A 5308に規定される呼び強度とスランプの組合せ

コンクリートの種類	粗骨材の最大寸法 mm	スランプ cm	呼び強度							
			18	21	24	27	30	33	36	40
普通コンクリート	20,25	8,12	○	○	○	○	○	○	○	○
		15,18	○	○	○	○	○	○	○	○
		21	—	○	○	○	○	○	○	—

生産者と協議のうえ、指定できる項目のうち今回の変更は、混和材料は「種類」のみから、「使用量」も含めて指定したことである。

6.4 計量および練りませ

6.4.1 計 量

J I S A 5308に定められる計量誤差を表-6.5 に示している。

表-6.5 計量の許容誤差

材料の種類	許容誤差 (%)
水	± 1
セメント	± 1
骨 材	± 3
混 和 材	± 2
混 和 剤	± 3

6.4.2 練りませ

高強度コンクリートの場合について、以下の留意事項を示している。

高強度コンクリートでは、粘性が高いため、高性能ミキサを使用するとともに、通常のコンクリートより、やや長い練りませ時間が必要となる。高流動コンクリートの場合も、骨材の表面水率の管理および練りませ時のミキサの消費電力を用いた製造管理等に留意する。また、粘性が高いため練りませ時間は通常の2～3倍を要する。

6.5 コンクリートの施工

6.5.1 運 搬

(4) コンクリートポンプの性能

ポンプの機種を選定に用いられる水平換算長さの算定は、最近の実績等を踏まえ、表-6.8 に示す値に基づくこととした。

表-6.8 水平換算長さ

項 目	単 位	呼び寸法	水平換算長さ*(m)
上向き垂直管	1 m 当り	100A (4B)	3
		125A (5B)	4
		150A (6B)	5
デーパ管**	1 本 当り	175A→150A	3
		150A→125A	
		125A→100A	
ベント管	1 本 当り	90° $\gamma = 0.5\text{m}$ $\gamma = 1.0\text{m}$	6
フレキシブル ホース	5~8m もの 1 本		20

* 普通コンクリートの圧送における値である。

** デーパ管は長さ 1 m を標準とする値であり、この水平換算長さは小さい方の径に対応する値である。出典：[標準示方書施工編]

6.5.3 締固め

(2) 振動機的能力

コンクリート橋に用いられる振動機の機種を、表-6.9 に示す。既往の実績・実験等により、振動数は、一般に12,000 vpm程度が締固めに有効とされている。

表-6.9 振動機の一例

(a) 内部振動機

形 式	振動部形状寸法		振動特性		質 量
	径	長 さ	振動数	振 幅	
モ ー タ 分 離 型	mm 28 ~38	mm 780	vpm 12000 ~13000	mm 1.8 ~2.8	kg 1.75 ~2.3 (振動部のみ)
モ ー タ 内 蔵 型	32 ~61	400 ~500	12000 ~14000	1.5 ~2.1	6 ~14

6.5.4 養生

コンクリートの養生方法の原則は、一定期間硬化に必要な温度および湿度を確保するとともに振動等の有害な作用に対し保護することである。従って、養生は目的別に、湿潤養生と温度制御養生に大別される。一般には、これらを組合せた養生方法が用いられている。〔道示Ⅲ〕では、このうち、湿潤養生を原則としている。さらに、コンクリート橋の場合は一般に単位セメント量が比較的多く、硬化の際の発熱量が大きいため、夏季にはコンクリートの温度上昇を抑える養生方法をも用いる。高強度コンクリートでは、より単位セメント量が大きいため、温度低減対策（クーリング等）が必要となる場合がある。また断面寸法が小さい部材では、急激な気温の変化および乾燥などによって有害な影響を受けやすいので、冬期には凍結に対して保護するなど、温度制御養生についても十分考慮する必要がある。

図-6.10, 図-6.11 に各々湿潤養生および温度制御養生の事例を示している。

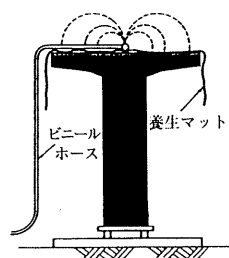


図-6.10 散水(湿潤)養生事例

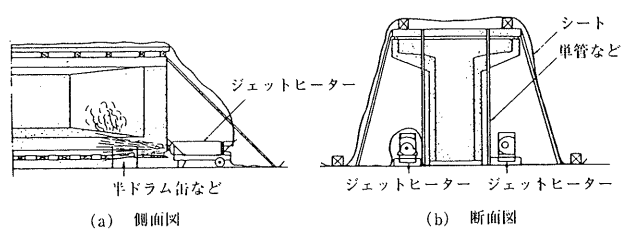


図-6.11 表面断熱(温度制御)養生事例

第7章 鉄 筋 工

第7章は、鉄筋の受入れ時の品質検査と貯蔵方法を示し、所定の形状・寸法に加工する方法、更に所定の位置に組立てるための使用材料およびその方法を示している。また、鉄筋を定着・継手する場合の一般的な方法もとりまとめられている。

節	改訂の要旨
7.1 一 般	
7.2 鉄筋の受入れと貯蔵	品質管理を受入れ時の品質検査とした。
7.3 鉄筋の加工	
7.3.1 一 般	エポキシ樹脂塗装鉄筋の加工方法を示した。
7.3.2 曲げ形状およびフック	JIS の改訂に伴い、SD30, 35 を各々 SD295A, B, 345 とした。
7.3.3 スターラップの加工	スターラップの加工図を削除した。 (設計便覧へ)
7.4 鉄筋の組立ておよび配置	
7.4.1 一 般	底版の場合の施工精度を追加した。
7.4.2 鉄筋の結束	やむを得ず点溶接を行う場合の注意事項を追加した。
7.4.3 スペーサー	各種材料を用いたスペーサの問題点を明確にし、適用上の目安を示した。
7.4.4 大気にさらされた鉄筋の防錆	
7.4.5 鉄筋と PC 鋼材との取合い	
7.4.6 定着具付近の補強鉄筋	
7.4.7 作業用開口部の補強及び埋込金具との取合い	補強の事例を図示した。
7.5 鉄筋の定着および継手	
7.5.1 一 般	最新の各種継手方法とその施工上の注意点を一覧表にとりまとめた。
7.5.2 重ね継手	
7.5.3 ガス圧接継手	- JIS の改訂に伴い、ガス圧接可能な鉄筋の種類の変更した。 - 鉄筋のガス圧接工事標準示方書の改訂に準拠して、若干の修正を行った。

7.3 鉄筋の加工

7.3.1 一般

曲げ加工した鉄筋を曲げもどすと材質を害するおそれがあるので使用してはならない。しかし、止むを得ず施工継目等のところで一時的に曲げておき、後で所定の位置に曲げもどす場合には、できるだけ大きい半径で曲げる等、鉄筋の材質を害することなく、まっすぐに戻すことができるような曲げ方をする必要がある。

なお、エポキシ樹脂塗装鉄筋の加工にあたっては、土木学会「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（案）」等を参考に、注意深く行う必要がある。

7.4 鉄筋の組立ておよび配置

7.4.2 鉄筋の結束

点溶接を行う場合の注意事項として、「資格のある溶接工に行わせる」を追加した。

7.4.3 スペース

スペーサ用の材料は、耐久性、耐荷性等に影響を及ぼすことより、一般にコンクリートおよびモルタルスペーサを用いることとしている。すなわち、鋼製は防食上の弱点を有しており、プラスチックは強度・耐火性・付着力の不足が挙げられる。

7.4.7 作業用開口部の補強および埋込金物との取合い

開口部においては、隅角部付近に応力集中によるひびわれが生じやすいため、補強筋を配置するが、その方法の一例を図-7.5 に示している。

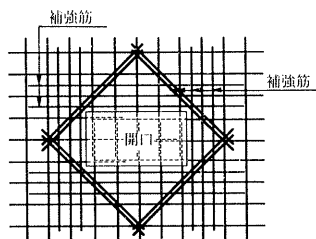


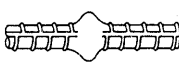
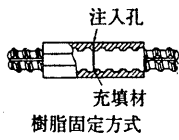
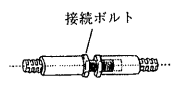
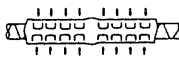
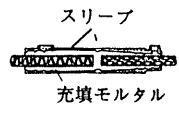
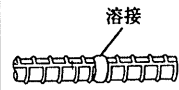
図-7.5 補強筋の例

7.5 鉄筋の定着および継手

7.5.1 一般

最近の状況に基づき、主な継手方法をリストアップし、その施工上の注意点を表-7.4にとりまとめた。

表-7.4 鉄筋の継手方法と施工上の注意点

	概略図	工法概要	施工上の注意点
重ね継手		鉄筋を所定の長さ重ね合わせて配置し、コンクリートを介して応力を伝達する方法	・継手部のコンクリートの充填性に対する配慮 ・数箇所にて緊結
ガス圧接継手		突き合わせた鉄筋の継ぎ目を加熱し、圧力を加えながら接合する方法	・技能有資格者が必要 ・鉄筋端面の処理方法の良否が継手強度に大きく影響を与える ・火気を取り扱う ・強風時、降雨時に作業ができない
ねじふし鉄筋継手		ねじ状に熱間圧延した鉄筋をカプラーで接合する方法。トルク固定方式と樹脂固定方式がある	・鉄筋の嵌合長さの管理 ・寒冷地における樹脂の強度発現 ・鉄筋とカプラーのねじ山を合わせる必要があるため、接合する鉄筋両者を拘束した状態で接合できない
圧着ねじ継手		鉄筋端に内側にねじ加工されたスリーブを圧着し、接続ボルトで接合する方法	・ねじの締付け管理 ・鉄筋とカプラーのねじ山を合わせる必要があるため、接合する鉄筋両者を拘束した状態で接合できない
圧着継手		突き合わせた鉄筋にスリーブをかぶせ、冷間で圧着加工する方法	・スリーブへの鉄筋の挿入長さの管理 ・施工機械が比較的重く、レッカーが必要
モルタル充填継手		継手部に配置したスリーブと鉄筋との間隔にモルタルを充填し、モルタルを介して応力を伝達する方法	・モルタル充填作業の管理 ・寒中におけるモルタルの配合及び養生 ・継手部のコンクリートの充填性に対する配慮 ・スリーブへの鉄筋の挿入長さの管理
エンクローズド溶接継手		突き合わせた鉄筋に所定の間隔を開け、その周りに当て金をしてアーク溶接する方法	・技能有資格者が必要 ・火気を取り扱う ・強風時、降雨時に作業ができない ・突き合わせた鉄筋間隔の管理

7.5.3 ガス圧接継手

ガス圧接継手については、(社)日本圧接協会「鉄筋のガス圧接工事標準仕様書」を参照することとしている。

従来に比べ、ガス圧接の適用範囲が広がったことを表-7.7 に示している。

表-7.7 自動ガス圧接技量資格者の圧接作業可能範囲

鉄筋の種類	鉄 筋 径
SR 235	径19～50mm
SD 295 A, SD 295 B SD 345,	呼び名 D19～D51

第8章 PC鋼材工および緊張工

第8章では、プレストレストコンクリート橋に特有なPC鋼材、ならびに定着部の補強筋やPC鋼材を支持するための鉄筋などの加工、組立て、保管、およびPC鋼材の緊張工における緊張管理方法などについて記述している。

本章は、旧便覧では「プレストレッシング工」と称していたが、PC鋼材の配置などプレストレッシングとは性格の異なる工種についても記述しているため、改めたものである。

節	改訂の要旨
8.1 一般	
8.2 PC定着工法	・旧便覧 第13章のうちPC定着工法に関する部分を本章に移してまとめた。
8.3 PC鋼材などの取扱い上の注意事項	
8.3.1 PC鋼材などの運搬	
8.3.2 PC鋼材などの受入れ	
8.3.3 PC鋼材などの保管	
8.3.4 PC鋼材の現場での加工	
8.4 PC鋼材および鉄筋の配置	
8.4.1 鉄筋の組立ておよび配置	
8.4.2 シースおよびPC鋼材の配置	
8.4.3 定着具の取付け	
8.5 プレストレッシング	
8.5.1 プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度	・記述を理解しやすいように見直した。
8.5.2 早期にプレストレスを与える場合の注意事項	
8.5.3 プレストレッシングの準備	
8.5.4 緊張管理のための予備計算	

8.6 緊張管理	
8.6.1 一般	・ 緊張管理の目的が、部材の設計断面に正確にプレストレスを導入することであることを解説した。
8.6.2 一般的な管理方法と手順	・ 緊張管理の方法と手順の記述を、理解しやすいように見直した。
8.6.3 摩擦係数をパラメータとした管理手法	・ 従来の、緊張管理の着目断面が1箇所の場合の管理に加えて、緊張管理の着目断面が複数ある場合の管理方法を示した。
8.6.4 引張力と伸びを独立して管理する手法	・ 記述を理解しやすいように見直した。

8.1 一般

P C鋼材の緊張作業にあたっては、プレストレスを正しく導入すること、安全に作業を終了することを心掛ける必要がある。ここでは、このために検討すべき事項について示している。

8.2 P C定着工法

ポストテンション方式によってP C鋼材に引張力を与える方法および定着方法にはさまざまな方法があり、各工法にはそれぞれ特徴があるので、その点を活かすように施工することが重要である。ここでは、一般的な定着工法および使用するP C鋼材の種類を紹介している。

8.3 P C鋼材などの取扱い上の注意事項

ここでは、P C鋼材などの運搬、受入れ、保管、P C鋼材の現場での加工について、一般的な注意事項を記述している。

8.4 P C鋼材および鉄筋の配置

ここでは、鉄筋の組立ておよび配置、シースおよびP C鋼材の配置、定着具の取付けについて記述している。

鉄筋の加工および組立てに際しては、コンクリートの打込みが確実にできるかどうか、また設計図に示された形状の鉄筋およびP C鋼材が、所定の位置に配置できるかどうかをあらかじめ検討しておくのがよい。

鉄筋およびP C鋼材が錯綜している箇所において、鉄筋およびP C鋼材の配置を修正する必要がある場合の処置として、重要度の低いものの順でずらすことが考えられるが、ここでは一般的な重要度について、主方向P C鋼材、横方向P C鋼材、鉛直方向鋼棒、鉄筋と示している。

8.5 プレストレッシング

ここでは、プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度、早期にプレストレスを与える場合の注意事項、緊張作業の準備、準備のための計算について記述している。

8.6 緊張管理

8.6.1 一般

ここでは、P C鋼材の緊張に際しては、① P C鋼材とシースの間の摩擦のばらつき、② 引張装置、定着具における摩擦のばらつき、③ P C鋼材の見かけのヤング係数のばらつきなどを考慮して、P C鋼材の引張力が、設計計算における値を下回る可能性が少なくなるように管理する必要があると記述している。

〔道示Ⅲ〕では、緊張管理を荷重計の示度およびP C鋼材の伸び量により行うことを原則としているが、この理由として、緊張管理の目的が部材の設計断面に正確にプレストレスを導入することであるものの、P C鋼材の緊張時にはこの設計断面におけるプレストレス力を測定することが困難だからであると解説している。

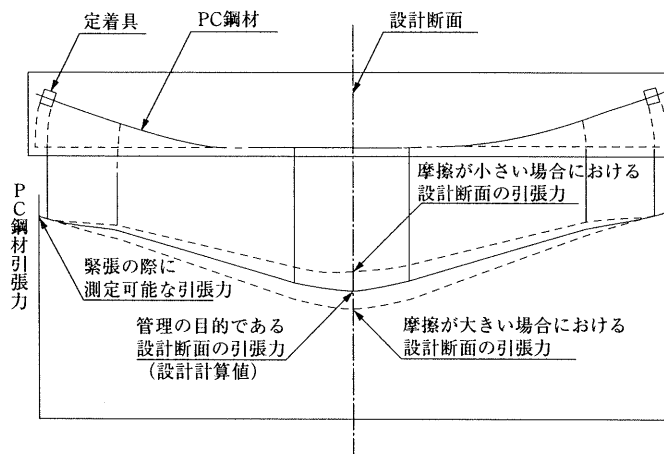


図-8.1 P C鋼材引張の分布の一例

すなわち、図-8.1に示すP Cげたの支間中央の設計断面に所定のプレストレス力を与えようとして、けたの両端からP C鋼材を緊張した場合、測定できるのはP C鋼材両緊張端におけるP C鋼材引張力と伸びだけである。したがって、両緊張端のP C鋼材引張力と伸びから、ダクト内のP C鋼材引張力の分布を推定することにより、設計断面におけるプレストレス力を間接的に管理する必要があるのである。

また、P C鋼材引張力を推定する際に、一つの測定方法に予測しない誤差を生じた場合の危険性を少なくすることも重要な目的であると記述している。

8.6.2 一般的な管理方法と手順

ここでは、荷重計の示度およびP C鋼材の伸び量により緊張管理を行う実務的な手法として、二通りの方法を示している。

- ① 摩擦係数をパラメータとして管理する手法
- ② 引張力と伸びを独立して管理する手法

部材に配置されているP C鋼材の本数が比較的小さい場合には、摩擦係数をパラメータとして管理する手法、P C鋼材の本数が多い場合には、引張力と伸びを独立して管理する手法が、それぞれ採用されることが多い。

部材に少数のP C鋼材が配置されている場合としては、一般的なポストテンション方式のTげた橋がある。部材に多数のP C鋼材が用いられる場合としては、次の二つの場合を示している。

- ① 多数のP C鋼棒を使用する場合

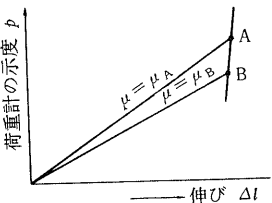
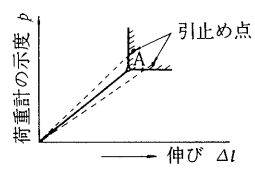
ディビダーク工法などのように、部材に多数のP C鋼棒を使用する場合。

- ② 横締めP C鋼材の場合

床版横締めなどのように、比較的小型のP C鋼材が多数用いられる場合。

以上のまとめとして、表-8.1 を示している。

表-8.1 緊張管理の概要および適用範囲

管理手法 の分類	摩擦係数をパラメータとした管理手法	荷重計示度と伸びによる管理手法
管理手法の概要	 試験緊張などによって求められた見かけのヤング係数を用いて、摩擦係数 μ の任意二つの値 (μ_A および μ_B) について、緊張計算を行い、この計算結果をそれぞれ A および B とする。見かけのヤング係数が正しい場合には、A B を引止め線とする方法。	 あらかじめ、図に示す点 A (座標 $p_0, \Delta l_0$) を計算で求めておき、緊張作業にあたっては、図のハッチした部分を引止め範囲とする方法。
適用範囲	一つの部材に配置されている PC 鋼材の本数が比較的小さい場合に、この手法を採用することが多い。	一つの部材に配置されている PC 鋼材の本数が多い場合に、この手法を採用することが多い。 ①多数の PC 鋼棒を使用する場合 ②横締め PC 鋼材の場合

8.6.3 摩擦係数をパラメータとした管理手法

1) 緊張管理の着目断面が 1 箇所の場合の管理

部材に少数の PC 鋼材が配置されている PC 橋において、緊張管理の着目断面が 1 箇所のケースで、摩擦係数をパラメータとした緊張管理を行う場合について、以下のような手順を示している。

まず、これから緊張しようとする PC 鋼材の摩擦係数と見かけのヤング係数のデータがなければ、〔道示〕表-解17.8.2 に示されている値を用いるか、試験緊張を行う必要がある。

次に、摩擦係数の管理限界の計算を 2 シグマ法により行う。この限界値は、PC 鋼材 1 本ごとおよび PC 鋼材のグループごとに対して算出する。

緊張管理図には、PC 鋼材 1 本ごとの緊張管理図、PC 鋼材 1 本ごとの摩擦係数の管理図、および PC 鋼材群の摩擦係数の管理図がある。

PC 鋼材 1 本ごとの緊張管理図は、緊張作業時における荷重計示度と PC 鋼材伸び量の関係を表したグラフで、摩擦係数が小さいケースと大きいケースについての情報が盛り込まれている。

緊張作業中にこのグラフに、測定値をプロットしていく。そして、グラフを確認しながら緊張作業を止める緊張力（引止め点）を決定する。PC 鋼材 1 本および PC 鋼材群の摩擦係数の管理は、一般的な品質管理手法を用いて行う。

以上の手順のまとめとして、図-8.2 を示している。

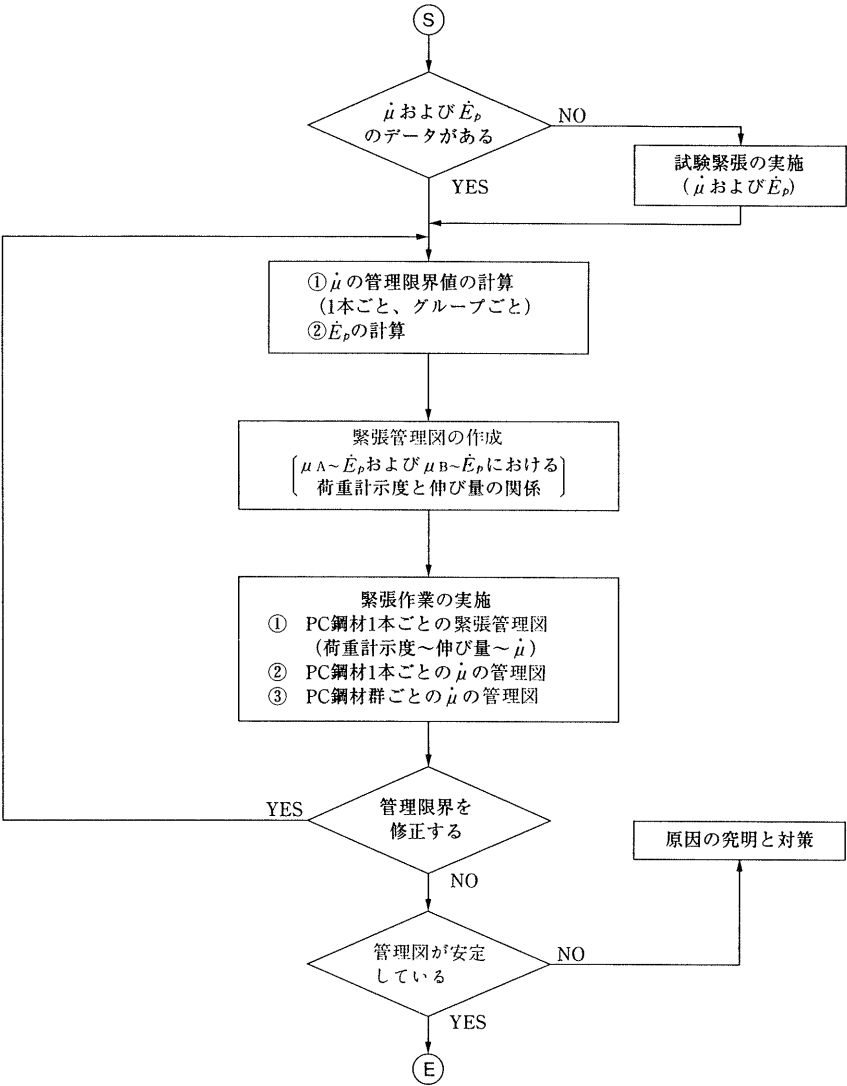


図-8.2 緊張管理の手順

2) 緊張管理の着目断面が複数ある場合の管理

連続げたやラーメン橋などにおいて、応力度が許容値に対して余裕のない設計断面が複数ある場合には、各々の断面で所定の緊張力を満足するようにけた端緊張力を定める必要があるが、この方法について解説している。

ここでは、3 径間連続げたの中央径間の中央断面に関して対称に配置された P C 鋼材を、両引き緊張する場合を例にとって説明している。

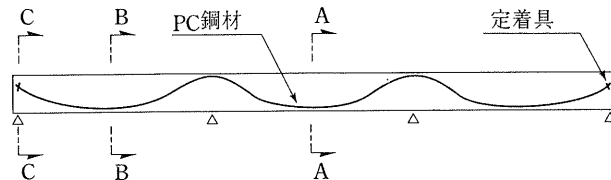
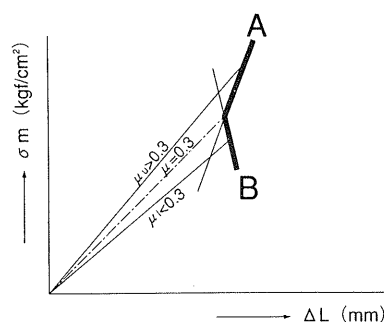


図-8.3 3 径間連続げたにおける緊張管理の着目断面の一例

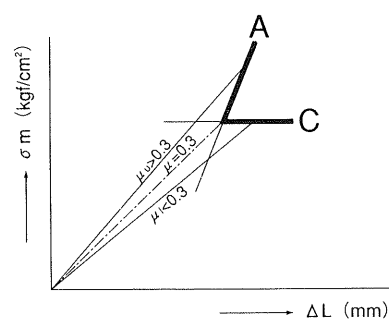
図-8.3において、断面CはP C鋼材の緊張端、断面Aは両側の緊張端で緊張されたP C鋼材の緊張力が釣り合う設計断面、そして断面Bは応力度が許容値に対して余裕のない設計断面である。断面Bとしては、主げたの応力状態によって、側径間中央断面や中間支点上の断面などが考えられる。

緊張管理の着目断面として断面Aおよび断面Bを選定した場合は、着目断面が一つの場合と同様にP C鋼材の伸びとジャッキ圧 (σm) との関係を求め、それぞれの断面における引止め線を同一のグラフに記入する。引止め線は、摩擦係数 μ の値および着目断面の位置によって変化するので、各々を満足するように引止め線を決定する。図-8.4(a)は、着目断面を断面AおよびBとした場合の例を示している。

連続げたやラーメン橋で、端支点近傍の主げたの応力度が許容値に対して余裕のない場合や、門形ラーメンの水平部材にプレストレスを与える構造で、緊張端にプレストレスの不足が許されない場合などにおいては、着目断面を断面Cとして、緊張端における緊張力を設計計算における所定の緊張力としなければならないことがある。この場合は、断面Bの代わりに断面Cを着目断面とするのがよい。この場合の例を、図-8.4(b)に示している。



(a) 緊張管理の着目断面を
断面AおよびBとした場合



(b) 緊張管理の着目断面を
断面AおよびCとした場合

図-8.4 緊張管理の着目断面の違いと引止め線

着目断面を断面Aと断面Bにした場合、または断面Aと断面Cにした場合の、いずれの場合においても、摩擦係数 μ が設計計算における値0.3よりも小さい場合には、所定の値よりも大きなプレストレス力が与えられる断面が生じることがあるので、注意する必要があると記述している。

8.6.4 引張力と伸びを独立して管理する手法

1) 多数のP C鋼棒を使用する場合の管理方法

ここでは、多数のP C鋼棒を使用する場合（例えばディビダーク工法）の緊張管理は、P C鋼棒の引張力（荷重計の示度）と伸び量を独立して管理する方法により行ってよいことを示している。ただし、この場合においても、P C鋼棒1本ごとのほかに、グループごとの管理を行う必要がある。

2) 横締めP C鋼材の管理方法

横締めP C鋼材には比較的に小型のP C鋼材（25～50tf/本）が用いられ、1連あたりのP C鋼材本数が非常に多いことから、横締めP C鋼材の管理方法は、実用性を考慮して荷重計の示度とP C鋼材の伸びを独立して管理する手法によるのがよいと記述している。

第9章 グラウト工

第9章は、ポストテンション方式のPC部材のグラウト工について示している。

グラウト工は、近年、より性能の高い混和剤の開発や、充填性向上のための施工技術の研究・工夫が著しい分野である。これより今回の改訂では、グラウト材料の特性および取扱いから、施工機器の選定、施工上の各段階における注意事項など、各項目の記述を大幅に見直している。また、従来型のグラウトに加えて、近年の施工実績の増えているノンブリーディング型グラウトについても関連事項の記述を追加し、さらにグラウト工以外の防食方法についても紹介している。

節	改訂の要旨
9.1 一般	・ 従来型グラウトのほかに、ノンブリーディング型グラウトに関する記述を追加した。
9.1.1 グラウトの目的	
9.1.2 グラウトの種類	・ 現状を考慮し、流下時間の規定を削除した。
9.2 グラウトの品質	
9.2.1 流動性	
9.2.2 強度	
9.2.3 膨張率	
9.2.4 ブリーディング率	・ 道示Ⅲの改訂に伴い塩化物イオン量に関する規定について記述を追加した
9.2.5 塩化物含有量	
9.3 グラウト材料および配合	
9.3.1 セメント	
9.3.2 水および水セメント比	
9.3.3 混和材料	
9.4 混和剤の選定と配合	・ グラウト施工全般に関する留意事項として、グラウト施工計画書の作成、作業管理者の選定、グラウト作業の重要性の教育などについて記述した。 ・ グラウト注入量の管理方法として流量計の使用について記述した。 ・ グラウトホースの材質、径などについて記述を充実した。 ・ グラウト注入作業について各段階毎に項目を整理し記述内容を充実した。
9.5 施工	
9.5.1 施工上の一般的な注意事項	
9.5.2 施工機器	
9.5.3 グラウト注入前の作業と注意事項	
9.5.4 グラウト注入作業と注意事項	
9.5.5 グラウト注入後の作業と注意事項	

9.5.6 寒中における施工の注意事項	・ プレキャストセグメントの接合目地等, 構造部位による注意事項を記述した。 ・ 施工記録表の作成の必要性を示し, 記録表の例を示した。
9.5.7 暑中における施工の注意事項	
9.5.8 構造的な注意事項	
9.5.9 注入量の確認および施工記録の作成	
9.6 試 験	・ 品質管理試験を, 品質管理基準試験と日常管理試験に分けて記述した。 ・ 流下時間の測定器具としてJ漏斗を廃止し, 新たにJ₁₄漏斗を追加した。
9.6.1 品質管理基準試験	
9.6.2 日常管理試験	
9.7 施工時の不具合が生じた場合の対策	・ 施工時の不具合について記述し, その対処方法について示した。 ・ プレグラウトPC鋼材およびアンボンドPC鋼材について記述した。
9.7.1 不具合の現象とその原因	
9.7.2 グラウト注入前の不具合への対応	
9.7.3 グラウト注入中の不具合への対応	
9.8 グラウト以外の防食方法	

9.1 一 般

グラウト工とは、ポストテンション方式のPC部材において、PC鋼材の腐食を防止し、PC鋼材と部材コンクリート間に付着を生じさせるために、PC鋼材とシースとの空げきにセメントを主材料とする材料を注入して充てんする作業である。

PC鋼材は、使用期間中は常に高応力状態にあるため腐食した場合には破断する可能性があり、PC構造物の耐荷力低下の直接的な原因となるので、PC鋼材の防食工としてのグラウト工は重要な作業と位置づけられる。またグラウト工は、施工完了後に補修することが困難なこと、ダクト内のグラウトの充てん状況を確認する手法が確立されていないことから、建設現場での確実な作業の実施が必要不可欠である。

グラウトの施工においては、設計の段階から検討し、適切なシースの径や材質の選定、注入間隔などを決め、設計図などに示すことが重要である。また、施工に先立ってグラウト工の施工計画書を作成するなどの十分な準備が必要である。グラウト工に関する設計から施工までの作業の流れとその関連について図-9.1に示す。

9.1.1 グラウトの目的

グラウトを注入する目的は、次の2項目に大別できる。

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

PC鋼材を腐食から保護するためには、グラウト自体に鋼材の腐食因子を含まないことはもちろんのこと、外部からの空気、水、あるいは塩分などの腐食性の物質の侵入を防ぐことが必要であり、ダクト内にグラウトを完全に充てんすることによりPC鋼材をすき間なくグラウトによって包まなければならない。この目的を達成するために、グラウトが必要とする品質は次のようなものになる。

- 1) 所要の圧縮強度、付着強度を有すること。
- 2) 腐食因子など、有害な物質を含まないこと。
- 3) グラウト注入作業が容易に行えるように、適切な流動性があること。
- 4) ブリーディング率ができるだけ少なく、硬化による収縮がほとんどないこと。
- 5) ダクトに下り勾配部がある場合などでは、下降部分でグラウトがダクトの底部に沿って流れることに伴う空けきが生じないように、適度な粘性があること。

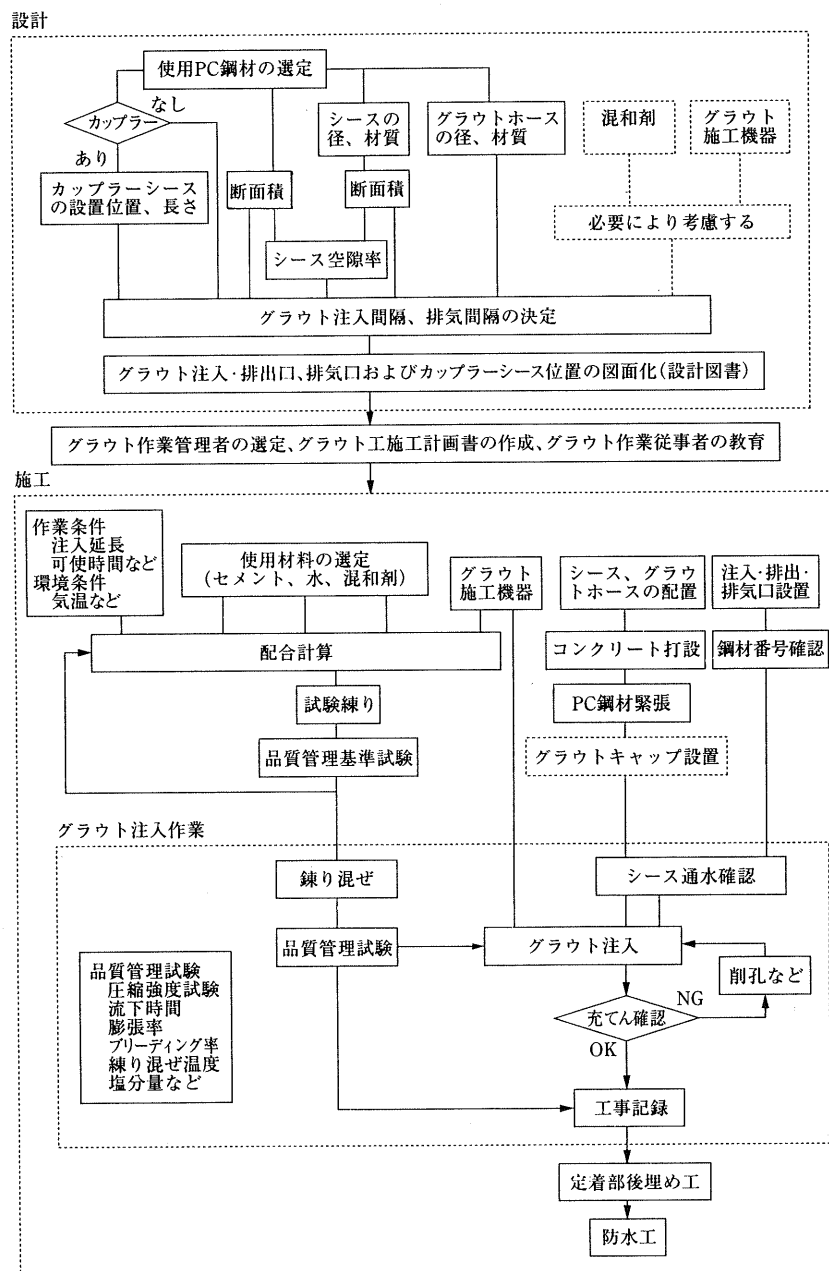


図-9.1 グラウト工に関する作業の流れ

9.1.2 グラウトの種類

グラウトは、主として未硬化時の性質により、本便覧では従来型グラウト、ノンブリーディング型グラウトの2種類に分類している。

① 従来型グラウト

従来から一般に用いられているグラウトであり、混和剤としては通常の減水剤が使用され、流動性は比較的大きいが、硬化中に若干ブリーディングが生じるものが多い。

② ノンブリーディング型グラウト

混和剤として高性能減水剤や増粘剤を用いたブリーディングが生じないグラウトであり、従来型と比較すると一般に粘性は高い。ノンブリーディング型グラウトの場合には、ブリーディング水の排出を目的とした膨張性能は不要となるが、収縮抑制の目的から、若干の膨張材を添加したタイプのものもあり、使用部位などを考慮して使用される場合もある。

9.2 グラウトの品質

グラウトは、硬化後の力学的な特性としての圧縮強度、付着強度や耐久性に影響を及ぼすブリーディング率や材料の分離抵抗性、膨張率および塩分量などについて所要の性能を備えているほかに、作業性を確保するために必要な流動性、粘性および可使時間などについても十分な性能が必要である。

表-9.1 グラウトの品質と管理項目(道示Ⅲ)

品質	試験方法	規定値
流動性	流下時間	—
圧縮強度	圧縮強度試験	材令28日で 200kgf/cm ² 以上
膨張率	ポリエチレン袋方法 容器方法	10%以下
ブリーディング率	ポリエチレン袋方法	3%以下
塩化物イオン量	塩化物測定試験	0.30kg/m ³ 以下

9.2.1 流動性

グラウトの流動性は、注入作業が完全に行えるかどうかを決める重要な要素である。流動性は、ダクトの長さおよび形状、施工時間、気温、P C鋼材の種類および空げき率（ダクト中に占める空げき面積の割合）、施工機器などにより変化するので、施工に適した値を選ばなければならない。

流動性の試験方法として、漏斗方法が一般的に用いられており、通常の場合には、J A漏斗方法を標準とする。ただし、グラウトの粘性が高く流下時間の測定が困難な場合には、J 14漏斗方法によってよい。

近年、グラウト用の混和剤として、通常用いられている減水剤の代わりに、流動化剤や高性能減水剤などを使用した配合のグラウトが使用されるようになり、粘性は高いが長時間にわたって当初の流動性を維持する配合や、水セメント比が小さい場合でも高い流動性を示す配合のグラウトが出現している。そのため、従来最適と考えられてきた流下時間の範囲から逸脱する場合も生じており、流動性を確保するために、一律に流下時間を規定することは不適當であるため流下時間の値を記述しないこととした。

なお、粘性をこの流下時間により評価することは難しいが、粘性の高いグラウトは、一般に流下時間が長い傾向にある。また、流下時間が同じであっても、使用する混和剤が異なれば、粘性などのグラウトの性質は異なり、作業性に大きく影響する場合もあるので、施工に際しては十分注意する必要がある。

9.2.3 膨 張 率

一般に、グラウトの膨張率はブリーディング率以上とし、3～7%のものが使用されることが多い。

また、ブリーディングが生じない混和剤を使用する場合には、グラウトの膨張効果によりブリーディング水を排出する必要がないので、膨張率が0%の配合のグラウトを使用することができる。

9.2.4 ブリーディング率

ブリーディング率について〔道示Ⅲ〕で3%以下と規定しているが、グラウトをダクト内に完全に充てんするためには、ブリーディングはできるかぎり少ないことが望ましい。このため、近年ノンブリーディング型のグラウト用の混和剤が種々開発され幅広く利用されるようになってきている。

9.3 グラウト材料および配合

9.3.3 混和材料

現在一般に使用されているグラウト用混和材料の効果としては次のようなものがある。

- ① 減水効果および流動性の確保
- ② 硬化時間の調整（主として遅延効果）
- ③ 膨張率の調整：ブリーディングが生じる場合には、注入完了後のグラウトを膨張させる。
- ④ ブリーディング率の減少
- ⑤ 粘性の調整：グラウトの粘性を調整することにより、鉛直方向に角変化のあるダクトの下流れを改善したり、あるいは空隙率の小さいダクトにおける注入抵抗を軽減したりする。

これらの効果のうち、①～③までの効果については、従来のグラウト用混和剤が有していたが、最近では、④⑤の効果のあるノンブリーディング型のグラウト用混和剤が開発され、利用されるようになってきた。

グラウト用混和剤は、一般に「プレミックスタイプ」として配合され、減水効果、遅延効果、膨張効果などを兼ね備えたものとなっており、現場で減水剤やアルミニウム粉末を計量するようなことはほとんどない。また、あらかじめ1パッチ（多くは、セメント3袋分の75kg用）ごとの必要量が計量されて供給されるもの（ユニットタイプ）がほとんどである。さらに、最近では、混和剤とセメントとをあらかじめ混合したグラウト用のセメントも開発されている。この場合には、このセメントを計量された水と練り混ぜることによりグラウトを製造することができる。

9.4 混和剤の選定と配合

グラウトの材料は、グラウトの所要の品質と施工性を確保するために、ダクトの空隙率、空隙面積、P C鋼材の配置形状、注入延長、使用時期、温度、使用材料、施工機器などを考慮して定めなければならない。配合にあたっては、グラウトを注入するダクトの径、空げき率、注入延長に対して適切な流動性を確保し、ダクト全長にわたって所定の品質のグラウトが充てんできるよう過去の実績を参考にするとともに、施工に先立って品質管理基準試験、注入試験などを行い、適切な混和剤を選定する必要がある。

緊張力の大きなP C鋼より線などでダクトの空げきが大きく、下り勾配のシース配置の場合には、粘性が低いとグラウトが全断面に充てんされず、シースの下面に沿って流下する可能性があるため、粘性の高いグラウトを用いる必要がある。一方、P C鋼棒のように、シースの空隙が小さい場合には、粘性がそれほど高くなくても、このような下流れは生じにくいため、むしろ注入抵抗の大きくない粘性を抑えたタイプのグラウトを用いるのがよい。

9.5 施 工

9.5.1 施工上の一般的な注意事項

グラウト用の混和材料や施工機器については、作業性の向上などを目的に近年、改良されており、またグラウトの品質については、配合試験および品質管理試験によって良否を確認することができるが、グラウト

の注入作業は人手で行い、充てん状況を確認するのも困難なので、工事に携わるものは、グラウトを完全に注入するために、常に最善の策をとり、確実に充てんできる方法を採用しなければならない。

グラウトの施工にあたっては、作業に先立って、常駐の作業管理者を選定し、その施工全般に関して管理する必要がある。

グラウト工の施工に際して注意すべき主な事項は、次のとおりである。

- 1) グラウト工に携わる技術者・作業員に対する作業内容および重要性を教育する。
- 2) 現場条件を考慮して、グラウトの材料を選定し、施工計画書などを作成する。
- 3) 施工前の確認事項
 - ① ダクトが十分グラウトを通し得る状態となっていること
 - ② 注入口と排出口の位置、個数などが適切であること
 - ③ グラウト作業に用いる機器の能力、容量、故障の有無を確認すること
 - ④ 材料が、作業に対して十分利用されていること
 - ⑤ グラウトを注入しないままに放置する場合には、雨水などが浸入しないように適切な防水対策を行うこと
- 4) 施工中の注意事項
 - ① 所定の配合で計量し練りまぜること
 - ② 流動性が適切であること
 - ③ 注入作業は中断することなく行うこと
 - ④ 過度に速く注入することなく、適切な圧力と注入速度で行うこと
 - ⑤ 排出口から注入口と同等の品質のグラウトが安定して流出することを確認した後、排出口を順次閉じること
 - ⑥ ブリーディング水の排出後は、排出口を完全に押栓すること
 - ⑦ 作業者は、グラウトの飛散に対して、めがねや作業着で目や皮膚を防護すること
 - ⑧ 排出されたグラウトは、環境を汚染しないように適切に処理すること
- 5) 施工後の注意事項
 - ① 注入作業もれのないことを確認すること
 - ② 適切な養生を行うこと、特に寒中施工の場合には養生温度に注意すること
 - ③ グラウト作業の記録を行うこと

9.5.3～5 グラウト作業と注意事項

- (1) グラウト注入作業に先立って、以下の事項について確認しておく必要がある。
 - ① 材料（セメント、混和剤、アルミニウム粉末など）の量、品質などの確認
 - ② ダクトの洗浄、機器の清掃などに必要な水の供給が十分であること
 - ③ 施工器具（グラウトミキサ、グラウトポンプなど）が整備・準備されていること
 - ④ ダクト内に水を通して洗浄するとともに、空隙の確認を行うこと
 - ⑤ 定着具などのグラウトが漏れる部分の補修を行うこと
 - ⑥ 動力系統、軸受部の給油、ゲージ類のキャリブレーションなどの確認
 - ⑦ 排出されたグラウトなどの処理用のタンクなどの準備

(2) グラウトの練りませ、攪拌作業で注意すべき事項としては、次のようなものが挙げられる。

- ① 配合、計量の正確さ
- ② 材料のミキサーへの投入順序
- ③ 練りませ時間
- ④ グラウトの流動性などの検査
- ⑤ グラウトの練りませ温度

(3) 注入作業時の注意としては次のようなものがある。

- ① グラウトポンプに入れる前にふるいを通す。
- ② 各P C鋼材のグラウト注入作業は、短時間に行う。
- ③ 空気の混入を防ぐために、注入作業は中断することなく徐々に行う。
- ④ 排出口のグラウトの品質を確認する。
- ⑤ グラウトの注入忘れがないことを確認する。
- ⑥ グラウトの施工記録を作成する。
- ⑦ 機器を清掃する。

(4) グラウト注入後の作業として、雨水などの浸入による定着具や鋼材の腐食を防止するために、P C鋼材定着部はグラウト注入後にはコンクリートまたはモルタルなどで保護することが望ましい。この場合、後打ち部コンクリートは部材コンクリートと同等のものとし、一体性を確保するために、取合い鉄筋、インサートなどを配置するのがよい。

雨水などの浸入の可能性のある定着部、グラウトホースの橋面露出部は、コンクリートの打継目やホースがダクトへの水の浸入経路とならないように、防水処理を行うのがよい。グラウトホースの橋面露出部はコンクリート面から1cm以上下げて切断し、清掃後、エポキシ樹脂を充てんするのがよい。

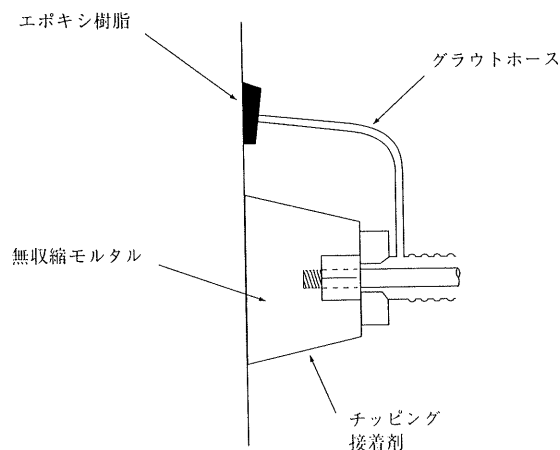


図-9.10 横締めP C鋼棒の後埋め処理の例

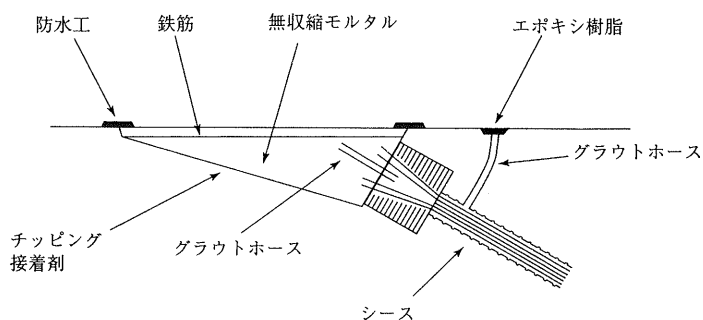


図-9.11 上縁定着P C鋼材の後埋め処理の例

9.5.9 注入量の確認および施工記録の作成

グラウト注入量の確認方法としては、一般にグラウト注入作業完了後、セメント空袋数量により確認が行われている。また最近では、注入口に流量計を設置して、各P C鋼材ごとのグラウト注入量を管理する方法もある。

グラウト工を完了した時点では、すべてのダクトにグラウトが充てんされたことを確認する必要がある。特に、作業の忘れがないか、記録表および現場でのグラウトホースの目視により確認する。

9.7 施工時の不具合が生じた場合の対策

グラウトの施工中生じる可能性なるダクトの閉塞などの不具合についてその原因、予防法、対策などについて記述している。グラウト注入時の不具合対処フローを図-9.21 に示す。

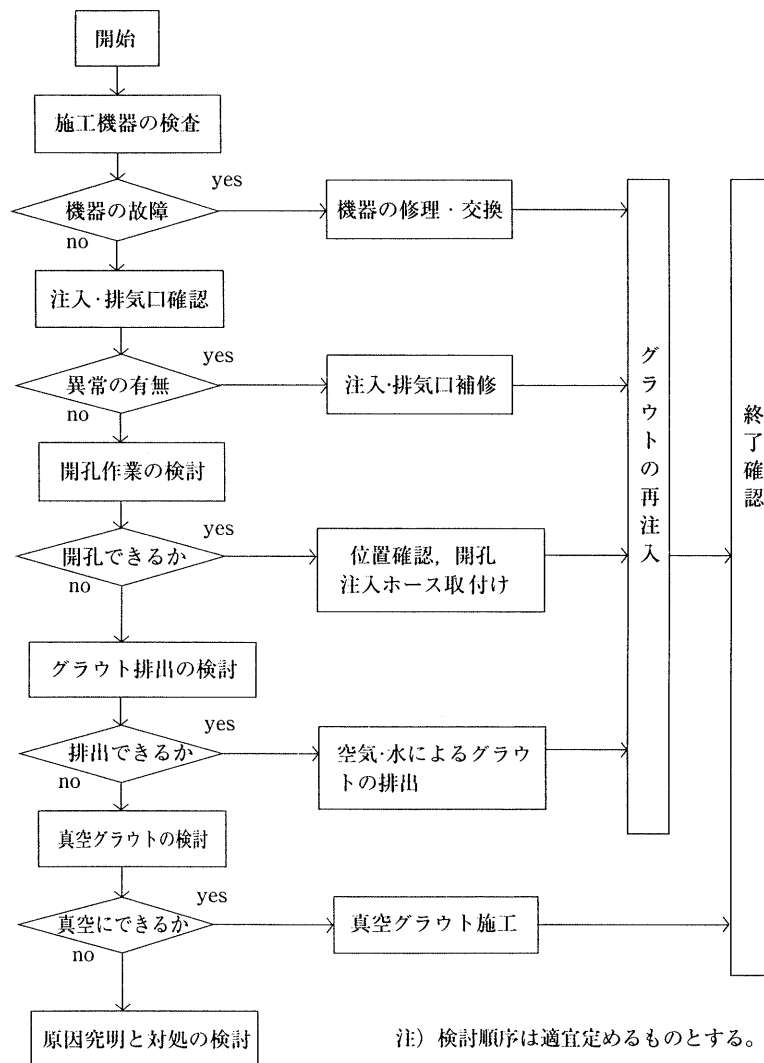


図-9.18 グラウト注入作業時の不具合対処の検討

第 10 章 架 設 工

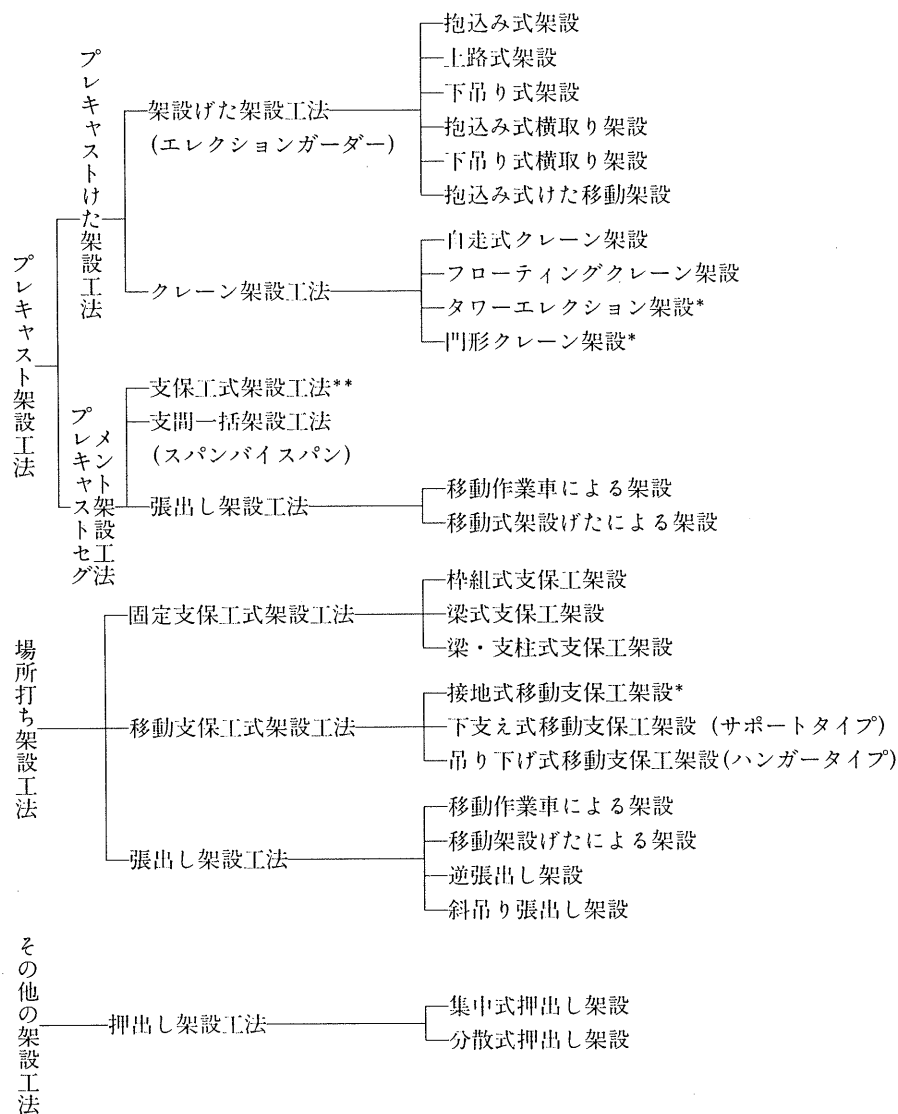
第10章は、架設工法の分類およびこれに従った架設工法の詳細を示した。なお、旧便覧における架設工法の名称および分類について、本改訂において見直しを行なった。

節	改訂要旨
10. 1 一般	
10. 1. 1 架設工に関する一般的事項	・ 架設工法の分類について示した。
10. 1. 2 架設工法の分類	・ 架設工法の名称および分類を見直した。
10. 1. 3 架設工法の選定	・ 架設工法の適用に関して表を見直した。
10. 2 プレキャストげた架設工法	
10. 2. 1 一般	
10. 2. 2 プレキャストげたの製作および運搬	
10. 2. 3 架設げた架設	
10. 2. 4 クレーン架設	
10. 3 プレキャストセグメント架設工法	・ 新たに節を設けた。
10. 3. 1 一般	
10. 3. 2 プレキャストセグメントの製作および運搬	
10. 3. 3 張出し架設	
10. 3. 4 支間一括架設	
10. 4 固定支保工式架設工法	
10. 4. 1 一般	・ 長大橋の柱頭部や側径間に用いられる例を新たに示した。
10. 4. 2 枠組式支保工架設	
10. 4. 3 梁式支保工架設	
10. 4. 4 梁・支柱式支保工架設	
10. 5 移動支保工式架設工法	
10. 5. 1 一般	
10. 5. 2 下支え式移動支保工架設	
10. 5. 3 吊り下げ式移動支保工架設	
10. 6 張出し架設工法	
10. 6. 1 一般	
10. 6. 2 移動作業車による架設	
10. 6. 3 移動式架設げたによる架設	

10.1.2 架設工法の分類

橋梁工事においては、支間の長大化や地形などの制約条件の多様化が進み、また省力化、急速施工、コストダウンといったニーズもあり、近年、積極的に新工法が採用されている。この現状をふまえ、表-10.1に架設工法の分類の例を示す。

表-10.1 架設工法の分類



注) *で示した架設工法は、施工実績が少ないため、上記の分類表のみに掲載する。

注) **で示した架設工法は、固定支保工式架設工法に準ずるため上記の分類表のみに掲載する。

10.1.3 架設工法の選定

表-10.2 に各架設工法の適用性に関する一般的な目安を示す。架設工法の適用性については架設用機械等の改良により評価が変わる場合もあり、注意が必要である。そして、架設工法を選定するにあたっては、施工条件、自然環境条件などを考慮し、所定の品質を安全・確実かつ低コストで確保できるようにすることが重要である。

表-10.2 架設工法の適用に関する一般的な目安

架 設 工 法 条 件		プレキャスト架設工法						場所打ち架設工法						その他の架設工法	
		プレキャストけた架設工法		プレキャストセグメント架設工法				固定架設工式		移動架設工式		張出し架設工法		押出し架設工法	
		架設けた架設工法	クレーン架設工法	支保工式架設工法	支間一括架設工法	移動式架設けた架設工法	移動作業車架設工法	枠組式	支柱式・梁式	下支え式・吊り下げ式	接地式	移動作業車	移動式架設けた	集中式	分散式
支間	20～40m	◎	◎	◎	◎	△	△	◎		◎		△		◎	
	40～60m	○	※	○	○	※	※	◎		○		○		◎	
	60～80m	△	△	※	※	◎	◎	○		※		◎		※	
	80～100m	△	△	△	※	○	◎	※		△		◎		△	
	100m 以上	△	△	△	※	※	◎	※		△		◎	○	△	
施工条件	けた高の変化に対する融通性	○	○	○	※	◎	◎	○		※	○		◎	△	
	平面曲線に対する融通性	○	○	○	○	○	◎	◎		○	◎	◎	○	○	
	主げた幅拡幅に対する融通性	○	○	※	※	※	※	◎		※		◎	○	※	
	けた下空間の確保	◎	○	※	◎	◎	◎	△	○	◎	※		◎	◎	
	急速施工	○	○	○	◎	◎	◎	※		○		○		○	
	多径間の場合の有利性	◎	◎	※	◎	◎	◎	※		◎		○		◎	
	けた下に対する安全性	○	○	○	○	○	○	○		○		○		◎	
	天候に対する有利性	※	※	○	◎	◎	◎	※		◎	※		◎	◎	
	けた下が使用できない場合の資機材運搬	◎	△	△	◎	◎	※	△		◎	△	※	◎	◎	
けた下高が高い場合の施工性	◎	※	△	◎	◎	◎	※	※	◎	△		◎	◎		

【凡例】

◎最適である ○適する △適さない ※可能だが適用には検討が必要

注) 支間については比較的実績のあるものについての適用性を示している。

第 1 1 章 橋梁付属物等の施工

第 1 1 章は、橋梁付属物の機能や役割等の概要の紹介および施工上留意すべき事項について記述している。また、近年周辺環境への配慮から設置されることが多くなった遮音壁および橋梁本体の耐久性向上のための橋面防水工について新たに節を設けた。

節	改訂要旨
1 1. 1 一般	・参考とすべき便覧等を更新した。
1 1. 2 支承	
1 1. 3 落橋防止システム	・道示改訂に基づき、新たに節を設けた。
1 1. 4 地覆、高欄および車両防護柵	
1 1. 5 遮音壁	・新たに節を設けた。
1 1. 6 伸縮装置	
1 1. 7 橋面防水工	・新たに節を設けた。
1 1. 8 排水装置	
1 1. 9 照明施設	
1 1. 1 0 添架物	

11.1 一 般

橋梁付属物等の施工にあたっては、設置目的および機能等を理解し、十分に検討のうえ施工を行う。

詳細については、それぞれの便覧等を参考にするものとし、ここでは、上記を踏まえて橋梁付属物等の本来の機能や役割等の概要を紹介するとともに、必要に応じて施工上留意すべき基本事項あるいは補足事項について記述する。

11.3 落橋防止システム

落橋防止システムは、地震により上部構造が落下するのを防ぐことを目的として設ける構造で、けたかかり長、落橋防止構造、変位制限構造および段差防止構造から構成されている。

落橋防止システムを構成する各要素が備える機能は、〔道示 V〕に示されているとおりであるが、落橋防止システムの施工にあたっては、この機能を損なわないように細心の注意をはらった施工を行うことが重要である。

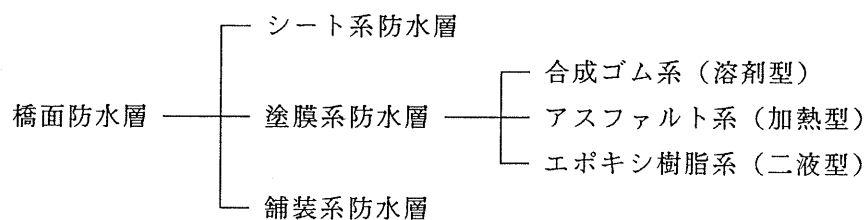
なお、ジョイントプロテクターについても落橋防止システムの施工と同様な点に留意する必要がある。

11.5 遮音壁

遮音壁の施工にあたっては、設計図書等に従うことはもちろん、現場の諸条件を十分把握したうえで、入念な施工計画を策定するとともに、所定の安全性、および、耐久性が得られるように確実な施工を行わなければならない。

11.7 橋面防水層

橋面防水層は、床版への水の浸透を防止することによって、床版の耐久性向上を図ることを目的とする。
一般に使用されている橋面防水層は以下のように分類される。



これらいずれの防水層においても、優れた耐水性および耐久性を得るためには、良好な施工が前提となる。
したがって、橋面防水層の施工にあたっては、設計図書等に従うことはもちろん、入念な施工計画を策定する必要がある。

第 1 2 章 品質の確認

第 1 2 章は、コンクリート道路橋における品質の確認について、品質が基準に適合しているか否かを検査により判定するための参考として、材料、施工および完成した橋に対する、品質の確認項目、方法、時期・回数および判定基準の一例を示した。旧便覧では、発注者の側に立った検査におけるチェックポイントと検査の心得を記述し、個々の具体的な検査方法、基準等は各章を参照することとしていたが、改訂では品質の確認に関する事項は本章で一括して記述している。

節	改訂要旨
1 2. 1 一般	・ 施工開始時、施工中および施工後の各段階における品質の確認に関する留意事項を示した。
1 2. 2 材料	・ 一般的な品質確認方法、品質確認の一例を示した。
1 2. 2. 1 コンクリート材料	
1 2. 2. 2 コンクリート	
1 2. 2. 3 グラウト	
1 2. 2. 4 鋼材	
1 2. 2. 5 エポキシ樹脂系接着剤	
1 2. 3 施工	・ 一般的な品質確認方法、品質確認の一例を示した。
1 2. 3. 1 準備工	
1 2. 3. 2 支保工	
1 2. 3. 3 型枠工	
1 2. 3. 4 足場工	
1 2. 3. 5 鉄筋工	
1 2. 3. 6 P C 鋼材工	
1 2. 3. 7 コンクリート工	
1 2. 3. 8 緊張工	
1 2. 3. 9 グラウト工	
1 2. 4 プレキャスト部材	・ 一般的な品質確認方法を示した。
1 2. 5 完成した橋	・ 一般的な品質確認方法を示した。

12.1 一 般

コンクリート道路橋における品質の確認とは、品質管理が適切に行われ、所定のコンクリート橋が造られていることを確認するために、材料の品質、施工の品質および完成した橋の品質が基準に適合しているか否かを、検査により判定することである。

この章では、材料、施工および完成した橋について、品質の確認項目、方法、時期・回数および判定基準の一例を示しているが、これらについては〔標準示方書・施工編〕などを参考にして、構造形式、工事の規模あるいは現場条件などに十応じて、適宜定めるのがよい。

なお、第 3 章材料〔参考－ 4 〕に示した P C 緊張材、第 6 章コンクリート工 6.1 に示した高流動コンクリートなど新しい材料に対する品質の確認については、別途検討する必要がある。

第 13 章 施 工 例

第 13 章は、施工例を掲載しているが、紹介事例は全て更新している。また、13.11 施工例文献一覧では、近年の施工にかかわる文献の一覧を紹介している。

節	改訂要旨
13.1 一般	
13.2 プレキャストセグメント張出し架設による施工	・東名足柄橋の施工例を紹介した。
13.3 プレキャストセグメント・支間一括架設工法(スパン・バイ・スパン)によるけたの施工	・松山自動車道 重信川高架橋の施工例を紹介した。
13.4 押出し架設による波形鋼板ウェブプレストレストコンクリート箱げた橋の施工	・国道 108 松の木 7 号橋の施工例を紹介した
13.5 外ケーブル併用のプレストレストコンクリート橋の施工	・首都高速湾岸線 BY433 工区・BK441 工区高架橋の施工例を紹介した。
13.6 プレストレストコンクリート斜張橋の施工	・国道 241 号 十勝大橋の施工例を紹介した。
13.7 エクストラドーズドプレストレストコンクリート橋の張出し施工	・国道 1 号 小田原ブルーウェイブリッジ橋の施工例を紹介した。
13.8 トラス・メラン併用工法のアーチ橋の施工	・九州横断自動車道 別府明礬橋の施工例を紹介した。
13.9 移動支保工による連続アーチ橋の施工	・上信越自動車道 上田ローマン橋の施工例を紹介した。
13.10 プレストレストコンクリート橋の拡幅工事	・関越自動車道 大泉高架橋の施工例を紹介した。
13.11 施工例文献一覧	・施工例文献リストを掲載した。

高速道路および都市高速道路におけるPC橋の動向と事例

—日本道路公団の場合—

日本道路公団 技術部 構造技術課長 小 川 篤 生

〃 〃 構造技術課 青 木 圭 一

1. ま え が き

昭和38年に名神高速道路(栗東～尼崎間、71km)が開通して以来30余年が経過した。この間、モータリゼーションの発展とともに我が国の高速道路の整備も急速に進み、平成9年11月現在、供用延長が6,315kmに達しており、国の社会・経済の発展に欠くことのできない極めて重要な基盤施設となっている。

しかし、未だ国土開発幹線自動車道の計画総延長11,520kmの約半分が完成したに過ぎず、今後は第二東名・名神高速道路や、急峻山岳地帯を通過する横断道が建設の主体となってくるため、橋梁やトンネル等の構造物の比率が非常に高くなっていく。第二東名・名神高速道路では橋梁の比率が路線延長の40%にもおよび、事業費に占める割合はさらに高いものとなってくる。

一方、工事費の内外価格差問題、採算性の問題など、高速道路を取り巻く環境は非常に厳しいものがあり、建設費の削減及び維持管理費の節減が強く要望されているところである。

また、建設事業に関わる技術労働者の不足や高年齢化の問題、工事中の安全性向上等、種々の課題も同時に解決しなければならない。

このような背景のもとに、JH日本道路公団では、経済性を追求した新構造形式や工事の省力化、プレキャスト化などの新技術・新工法を積極的に進めているところである。

本文では、JHにおける新技術・新工法を採用した橋梁の取組み事例を紹介する。

2. P R C 構 造

2.1 PRC構造の特長¹⁾

鉄筋コンクリート構造はコンクリートで圧縮応力を負担し、引張は鉄筋のみで受け持つ構造である。設計上、引張側のコンクリートを無視しておりひび割れ幅の直接制御ができないため、問題が生じる場合もある。JHにおける高架橋の標準形式であるRC中空床版を例にとると、PC橋に比較し安価であり、特に橋脚高さが低く地盤が良好な場所では最も経済的となるが、RC構造であるためその支間は制限を受ける。すなわち、RC構造は、ひび割れ幅の直接的な制御方法を持たないため、ひび割れの制御には鉄筋を多く入れたり、桁高を上げることにより鉄筋の応力度を抑える間接的な方法しかない。そのため、設計荷重作用時における許容応力度を満足しても、ひび割れの発生により構造物の耐久性の点で劣るため、適用支間は1.8m以下程度に限られる。RC構造に対し、PRC構造は、終局耐力の向上ばかりでなく、設計荷重作用時のひび割れ幅をプレストレスにより直接制御することが可能となる。

また、全ての荷重条件に対してフルプレストレスを導入することは、構造物の破壊に対して必要以上の安全性を有し経済性を欠くばかりでなく、過大なプレストレスにより大きなクリープ変形を生じることになる。さらに、PC鋼材のみの構造物の曲げ挙動は、コンクリートにひび割れが発生するまでは極めて弾性的に挙動するが、ひび割れが発生すると曲げ剛性が低下し変形が急激に増大するとともにひび割れ幅も著しくなる。以上から、プレストレスを減少させ鉄筋量を増やすPRC構造を採用することによりクリープおよびじん性の向上が図られる構造となる。

また、施工性の面からも、鉄筋とPC鋼材を最も効率の良い配置とすることで、従来のPC構造に比較し、鋼材の配置段数の減少や鋼材間隔が広くなることから、コンクリートの打設性において有利で、品質向上にも有効である。

2.2 PRC構造の利点および課題

PRC構造の利点について下記に記述する。

①耐久性向上

RCに対してPRCは、設計荷重作用時のひび割れ幅をプレストレスにより直接制御することが可能となるため、耐久性が向上する。また、PC鋼材と鉄筋の組み合わせにより、施工性のよい配置が可能であり、コンクリート打設性能の改善から品質向上も図られる。

②補強鉄筋量が多いことによる、終局時のじん性の向上

PC構造に比較し、鉄筋量が多いため、終局時の耐力ばかりでなく、じん性も向上する。

③緊張管理の簡略化

PC構造に比較し、PC鋼材の応力変動に対して敏感ではない。従って、PC構造においてプレストレスが減少した場合は部材にひびわれが発生し、設計上の前提が成り立たない。しかし、PRC構造の場合はプレストレスが20%減少した場合でも、使用状態の許容ひび割れ幅も満足する設計が可能である。

④PC部材の改善

PCラーメン橋では、コンクリートのクリープにより連続径間数が制限されることがあるが、PRC構造とすることでプレストレスの導入力が減少すればクリープによる拘束力も減少し、連続ラーメン橋の多径間化が可能となってくる。

⑤架設工法の多様化

従来RC構造の場合においては弱材令時期に荷重を載荷すると、ひび割れが発生し、そのひび割れがクリープ・乾燥収縮により拡大する恐れがあるため、RC構造物では全支保工施工が主であった。しかし、プレストレスの導入により、支保工施工以外の施工法が可能となってくることから、中小橋の架設工法が多様化される。

このようなことから、道路橋では「PRC道路橋設計要領（案）」（高速道路調査会）が1985年にまとめられ、これに基づき試験的に常磐自動車道中郷サービスエリア内のランプ橋が1986年に、近畿自動車道観音寺高架橋が1990年に建設され、現在においては全国的にPRC構造を採用し建設中であり、今後その適用は拡大していくものと思われる。しかし、PRC構造は、未だ検討すべき事項があり、更なる研究が必要である。

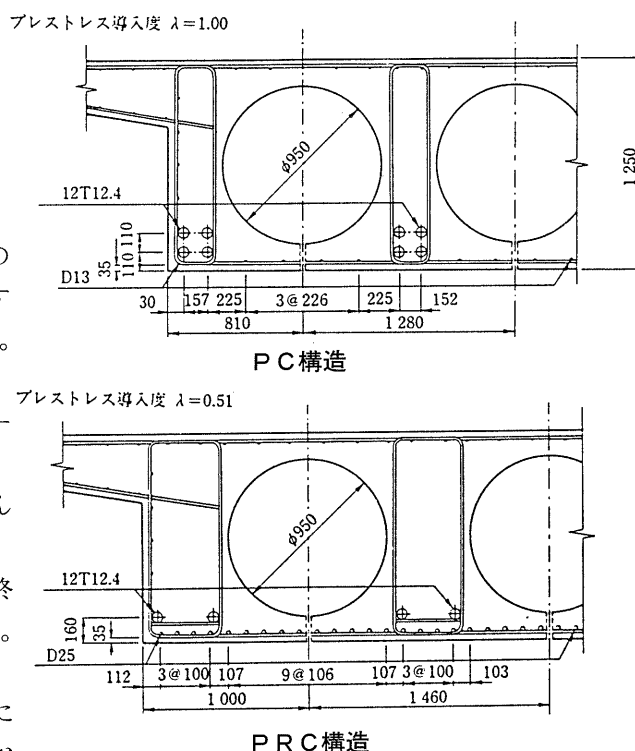


図 1 支間25mの中空床版における鋼材配置図

①荷重とひび割れ幅の算定

道路橋の場合は、路線により交通量や大型車混入率が一定でなく、また、将来の交通量、大型車混入率の予測が困難であるため、ひび割れ幅を一義的に決定することが困難である。

②許容ひび割れ幅の設定

中間支点上のひび割れは、冬季における路面凍結防止材の大量散布による影響を受けやすく、また、輪荷重の影響を直接受けるため、その耐久性が問題となる。このような箇所へのひび割れ幅を、どこまで許容するかの結論をまだ得ていない。

③鋼材の疲労

従来のPC構造では、常に圧縮部材として設計するため、鋼材の応力変動も片振りであり疲労の照査については行う必要がなかった。しかし、PRC構造とすることで、設計荷重作用時において引張力が働くため、鋼材の疲労について検討する必要がある。

上記の事項について検討の必要があり、現在JHにおいては、床版への防水工の施工や、ひび割れを受けた床版の疲労載荷試験等を検討している。

2.3 PRCポータルラーメン構造

JHにおいては、PRC構造を採用するとともに、維持管理上、補修の原因となる伸縮装置・支承を設けないポータルラーメン橋を北関東自動車道などで採用している（図2）。この形式は、PRC単純中空床版の上部工とRC構造の下部工とを剛結したもので、ラーメン構造の採用により、支間中央及び下部工下端の曲げモーメントが小さくなり、断面の縮小化が図られる構造である。

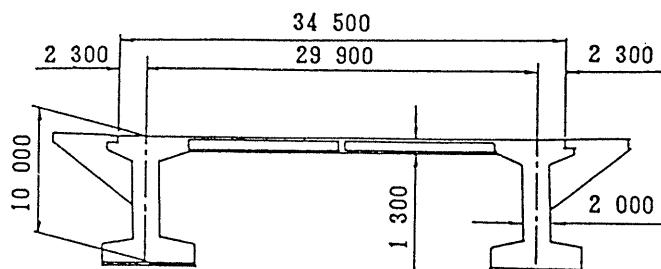


図2 PRCポータルラーメン橋

従来のPC上部工とRC下部工を剛結したポータルラーメンに比較した場合、上部工をPRC構造とすることで、①コンクリートの材料特性である乾燥収縮・クリープを拘束するための不静定力の発生が減少する、②ひび割れ発生後においては、部材剛性の変化によって断面力の再配分が行われ、プレストレスを導入している上部工に断面力によるが、PRC構造とすることでこれが減少すること等多くのメリットがある。

設計上の課題は、土圧の影響を受け、特に常時土圧係数の設定が構造系全体に影響すること、地震時における解析法の検討が必要である等であるが、メンテナンスフリーを目指す構造としては有望であり、今後この構造は中小支間の橋梁にとどまらず広く採用されていくと思われる。

3. 外ケーブル構造

3.1 外ケーブル構造の特長

1951年に我が国でPC橋が誕生して以来、カンチレバー工法の採用等や様々な研究・技術開発によりPC橋は長スパン化しており、スパン200mを超えるPC斜張橋も数多く建設されている。長スパン化において必要不可欠なことは、死荷重の軽減・桁の軽量化であり、これに伴い外ケーブル構造の研究が盛んに進められている。外ケーブル構造は、その名のとおりに、従来、コンクリート部材内に配置されていたPC鋼材の一部あるいは全てを外側に配置する方法である。

外ケーブル構造では、部材断面内に配置されるPC鋼材が少ないため、主桁の軽量化および大容量PC鋼材の採用により経済性・施工性が向上し、さらにPC鋼材の点検や交換が容易になるなどの利点を有してい

る。特長をまとめると下記のとおりである。

- ①外ケーブル構造は、部材断面を薄くすることが可能となり、自重が軽減されることからPC鋼材量も減少し経済的となる。
- ②大容量（太径）のPC鋼材の使用が可能となることから、使用本数が減り経済的となる。
- ③PC鋼材がコンクリート部材の外側へあるために維持管理が容易となり、腐食などによる損傷や劣化が生じた場合にも、外ケーブルの取替えなど、補修や補強の対応が容易となる。

上述のように、外ケーブル構造には利点が多いが、外に配置された鋼材の防食方法や、終局荷重時における鋼材の応力増加をどの程度評価するか課題が残る。特に鋼材の防錆は、めっき型、塗布型、保護管内への充填型、めっき型あるいは塗布型と保護管内充填型との組み合わせ等があり現在においても様々な研究開発が行われている。

形式においてはケーブルの偏心を桁高の範囲内に収める構造と、支点上に支柱を設けて桁高の範囲外に偏心させる構造とがあり、前者では秋田自動車道 岩滑沢橋（図3）で施工済みで、最近ではプレキャストセグメント工法（後述）と併用し採用している。また後者は景観的に斜張橋に近い構造である。

3.2 秋田自動車道 岩滑沢橋

岩滑沢橋は、秋田自動車道の北上ICから西へ約1.3km地点に架けられたPC6径間連続箱桁橋である。製作ヤードで25ブロックに分割して製作され、集中方式による押し出し工法により架設されている。主桁製作ヤード及び製作設備を縮小させるため、主桁の押し出しは下り線のみとし、上り線は一括横取り架設が行われた。主方向のPCケーブルには外ケーブル方式が採用され、ケーブル交換が容易にできるという外ケーブルの利点を生かして、架設時と完成時のケーブル配置形状を図4のように合理的に変化させている。

形式	PC6径間連続箱桁橋
橋長	302.0m
支間	6@50.0m
有効幅員	上り線 8.5m 下り線 9.0m
外ケーブル	12S15.2
内ケーブル	SBPR 930/1180 $\phi 32$

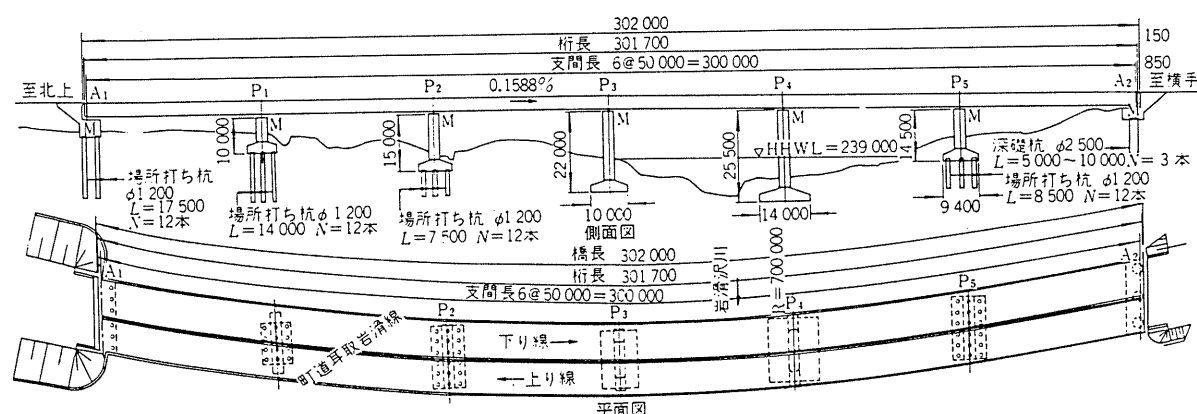


図3 岩滑沢橋一般図

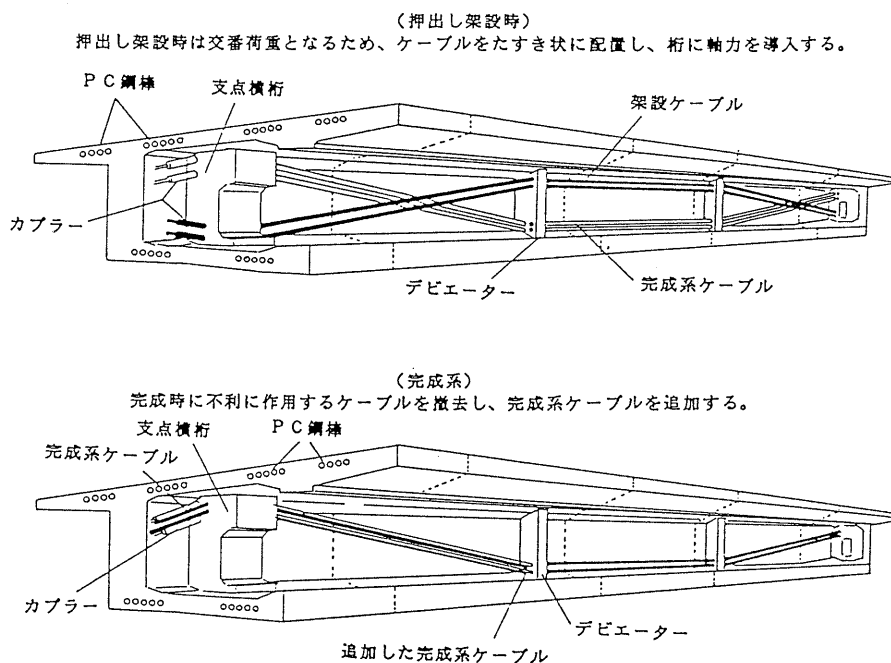


図 4 岩滑沢橋の外ケーブル配置形状

3.3 大偏心PCケーブル橋²⁾

JHでは、小田原ブルーウェイブリッジ(図5)において、世界に先駆けエクストラードズド形式を採用している。小田原ブルーウェイブリッジは、既存の西湘バイパスを延伸させる改築事業の一環で、小田原漁港内を横過する地点に架けられた橋梁である。本橋の計画段階においては、スイスのガンター橋やアメリカのバートンクリーク橋に代表される斜版付PC箱桁橋で検討を進めていたが、斜版のクリープ・乾燥収縮等の影響が不明確であること、地震時の慣性力が増大すること、また走行時の視界が圧迫される等の理由で、世界的に例のないエクストラードズド橋が採用された。

形式	3径間連続エクストラードズドPC箱桁
橋長	270.0m
支間	73.268m+122.278m+73.268m
幅員	15.92~9.00m
斜材ケーブル	19φ15.2

一般的に、エクストラードズド橋は桁橋と斜張橋の中間的な構造特性を有するが、以下に構造特性について記述する。

①主塔の高さに起因する利点

エクストラードズド橋における斜材は、桁を吊るための弾性支点としてではなく、桁にプレストレスを与えるためのもので、主塔は偏心モーメントを与えるための有効高さの確保を目的としているため、斜張橋に比べ非常に低い。

従って、主塔の施工はもとより斜材の架設を橋面上の支保工で施工可能なこと、斜材の角度が小さいため、グラウトの施工を一括して施工できる利点を持つ。

また、斜材の鉛直成分が小さくなることから、活荷重等による応力成分を小さくでき、さらに、主塔が受ける鉛直軸力も比較的小さいことから座屈防止のための横梁が不要となることも大きな利点となる。

②主桁剛性と桁高による利点

一般的な桁橋に比較し、大きな偏心モーメントが与えられることから、主桁の軽量化やP C鋼材の節減が図られるため、桁高が桁橋と斜張橋の中間的な値となる。従って、長大支間においても、エクストラードズド橋は移動作業車や施工設備をあまり大きくせずに済み、桁剛性が斜張橋に比べ高いため、通常の張出施工と同様の架設ができる。

③斜材の応力変動と安全率による利点

エクストラードズド橋では、斜張橋に比べ活荷重による応力変動が小さく、小田原ブルーウェイブリッジでは斜材の応力変動が1.5～3.8 kgf/mm²となっており、斜張橋の1/3～1/4に抑えられている。従って、一般的な斜張橋の場合には、疲労に対して斜材と斜材定着体の安全を確保するために、斜材の安全率を2.5 (0.4 σ_{Pu}) としているが、エクストラードズド橋の場合には、通常の桁橋と同様に1.67 (0.6 σ_{Pu}) を採用している。

上述の様に、エクストラードズド橋は利点が多く、今後のJ Hの架橋条件からこの形式が採用される機会が多くなると想定される。J Hでは小田原ブルーウェイブリッジ橋の建設以降、兵庫県神戸市北部の衝原湖を横過する山陽自動車道 衝原橋 (図6)、第二東名高速道が通過する浜松市に計画されている第二東名高速道路 都田川橋、その他徳島自動車道 三谷川第二橋、九州横断自動車道 日見橋で計画しており、前述の衝原橋は平成9年12月には主桁が閉合する予定である。

形式	3径間連続エクストラードズドP C箱桁
橋長	323.0m
支間	65.4 + 180.0 + 76.4m
有効幅員	9.25m
斜材ケーブル	27S15.2

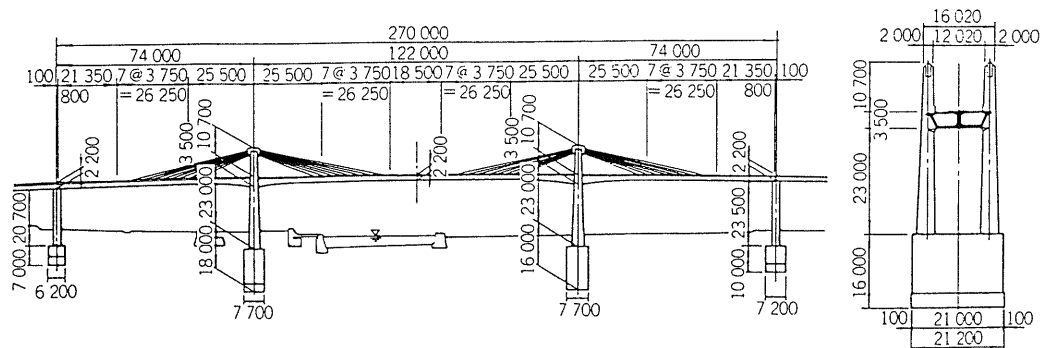


図5 小田原ブルーウェイブリッジ一般図

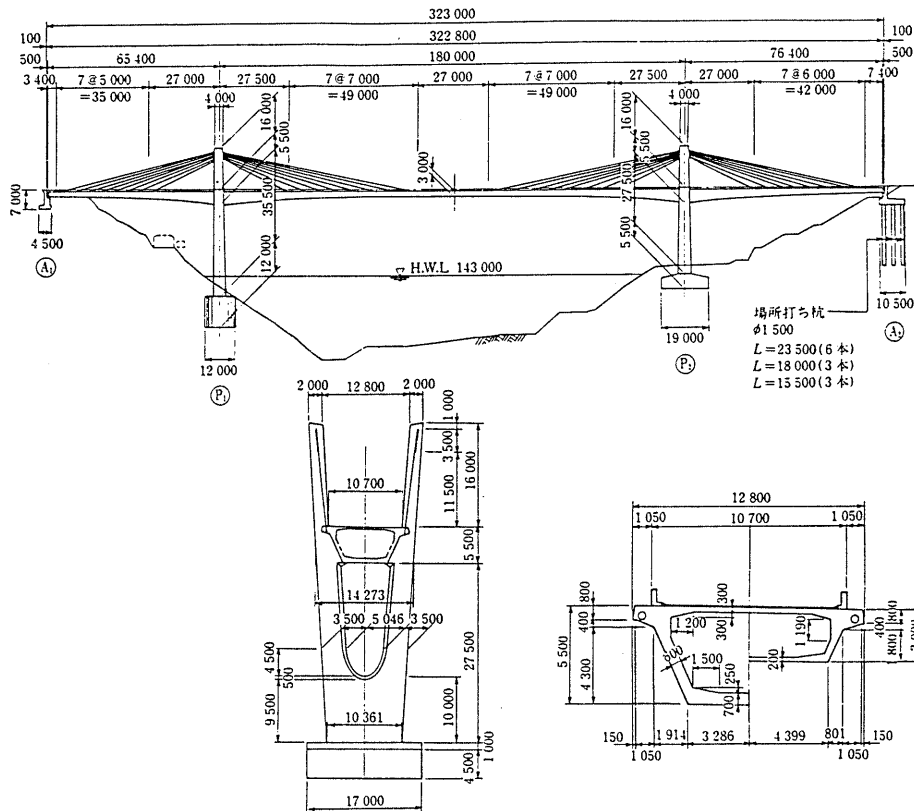


図 6 衝原橋一般図

4. プレキャストセグメント構造

4.1 プレキャストセグメント構造の特長

従来から、PC合成桁等において、工場製作されたプレキャストブロックを架橋地点においてプレストレスにより一体化する工法が広く用いられている。これと同様にPC箱桁等においても、主桁を輪切りのブロック（セグメント）に分割し、あらかじめ現場ヤードや工場で作製した後に、架橋地点でプレストレスにより一体化する工法がプレキャストセグメントである。セグメントの製作は設備の整った製作ヤード等で行うため省力化・機械化が図られるとともに、主桁の製作と架設が平行して施工できるため工期が短縮され、さらに、品質管理が集中的に行えるため、橋梁の耐久性向上にも期待される構造である。また、架設時間が場所打ち工法に比較し圧倒的に速いのも特長である。

JHにおいては、この形式は外ケーブル構造と併用する場合が多く、松山自動車道 重信川橋において初めて採用され、その他中国自動車道 大和高架橋で建設済みであり、第二名神高速道路 弥富高架橋では、これらの実績を踏まえ更に改良を加え建設中である。ここでは、弥富高架橋の事例を基に紹介する。

4.2 第二名神高速道路 弥富高架橋⁵⁾⁶⁾⁷⁾

第二東名神において現東名に接続する豊田JCTから東名阪に接続する四日市JCTに至る延長約50 kmの区間は、一部のインターチェンジ部を除き橋梁、高架橋が連続した道路構造となっており、この区間の内、鍋田IC付近から川越ICまでの陸上高架橋において、本線近くに大規模な桁製作、ストックヤードの確保が可能であり、かつ大型特殊トレーラーによる輸送可能な区間において、プレキャストセグメント工法によるPC箱桁橋を採用している。

この区間にある弥富高架橋（図 7）は橋長 1, 519m の PC（7+11+12）径間連続箱桁橋で名古屋港湾部を通過し、北に名古屋競馬場弥富トレーニングセンター、南に愛知県弥富野鳥園と、騒音・振動等の配慮が必要な施設に挟まれた位置に架設される。製作・ストックヤードは、製作ヤードに約 1.5 万㎡、ストックヤードに約 6.5 万㎡の計 8 万㎡を使用する。ここで総数 1, 299 個のセグメントを製作するが、最大約 800 個のストックが可能となる。セグメントは、公道運搬の制約から最大重量 80 t、最大橋軸方向長さは 3.0 m としている。セグメントの製作方法は、直前に製作されたセグメント（OLD）の片側を端型枠がわりに使用して、常に同位置で新しいセグメント（NEW）を製作する方法で、製作台に使用するヤードが少なく、設備・製作作業の効率化を図ることが可能なショートラインマッチキャスト方式（図 8）を採用している。また、弥富高架橋においては、鉛直・水平ジャッキにより OLD セグメントを 3 次元的に変化させ NEW セグメントの製作および出来形の管理を実施しており、現場作業の軽減を図っている。さらに鉄筋作業においても、上・下床版に工場においてスポット溶接しユニット化されたメッシュ鉄筋を使用し効率化を図っている。

また、弥富高架橋においては、外ケーブル工法を併用し更なる経済性を追求している。この外ケーブル（図 9）は配置可能な範囲まで外ケーブルとし、不足分を内ケーブルで負担する設計としており、1 断面あたりは外ケーブルが 10 本、内外ケーブルの比率は 25 : 75（最大 16 : 84）となっている。外ケーブルは、施工性の改善を目的としノングラウトタイプとしており、下記の種類について施工性試験を実施する予定である。

- ・エポキシコーティング+PEコーティング
- ・アンボンドマルチケーブル
- ・亜鉛めっき+PEコーティング
- ・二重PEコーティング

また、①反力分散型ゴム支承を用い多径間連続化を図る、②高強度コンクリート（ $\sigma_{ck}=500\text{kgf/cm}^2$ ）を採用し重量の軽減を図る、③標準区間と道路河川区間との桁高統一を図りセグメント製作の合理化・省力化を図る、④床版横締めにはPRCを採用、⑤外ケーブルの配置形状を分散配置とし、デビエータの簡素化、セグメントの統一化を図る等、重信川橋の実績を踏まえ更なる改良を行っている。

架設工法は、架橋地点の条件からハンガータイプのエレクトリオンガーターを使用するスパンバイスパン工

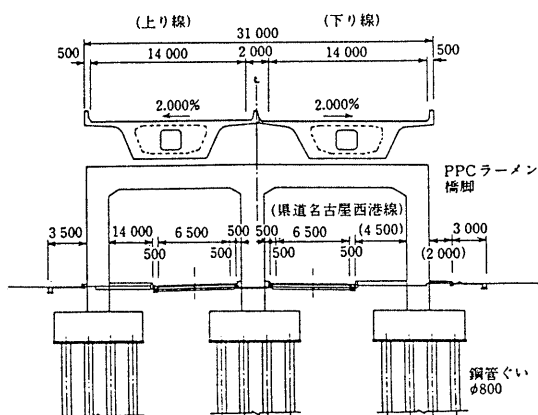


図 7 弥富高架橋標準断面図

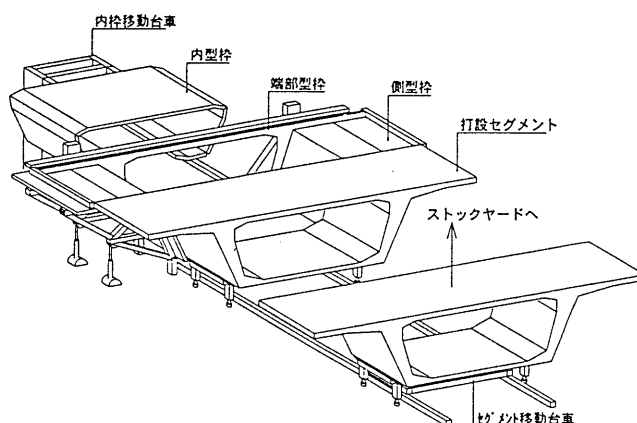


図 8 ショートラインマッチキャスト

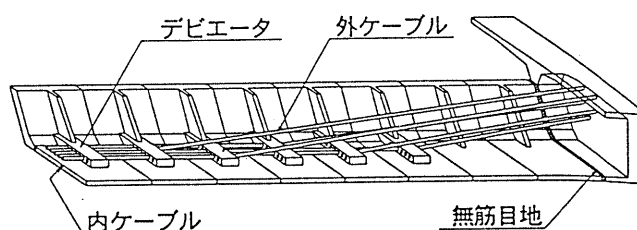


図 9 弥富高架橋における外ケーブル配置

法(図10)を基本としているが、径間長が長い個所においては、エレクションノーズを用いたカンチレバー工法を採用している(図11)。また、セグメントの継ぎ目には、せん断力の伝達が単純かつ確実な多断接合キー(図12)を採用している。

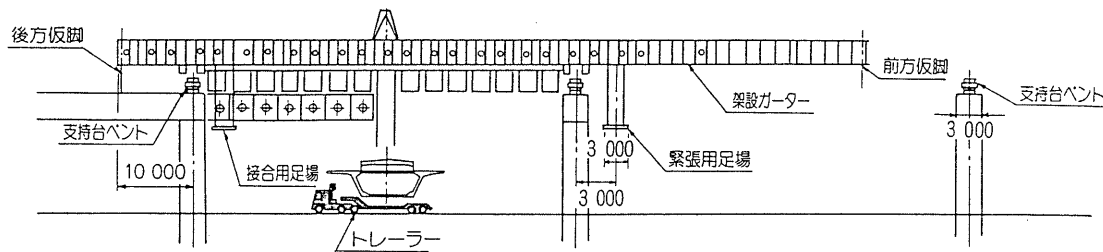


図10 スパンバイスパン架設

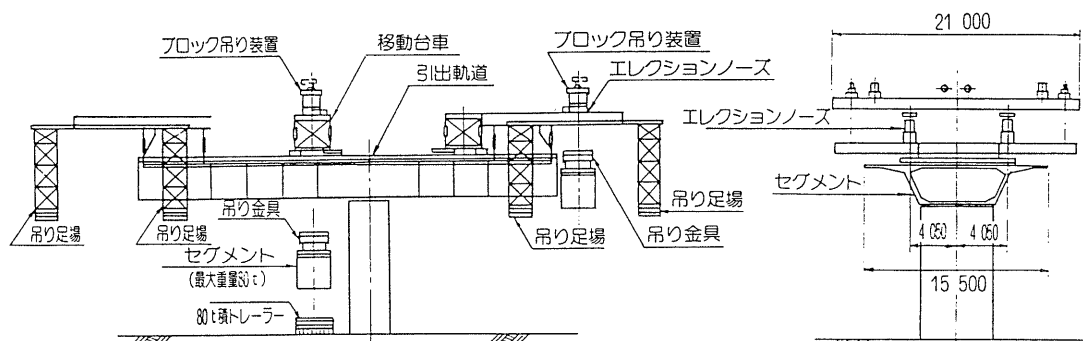


図11 エレクションガーターを使用するスパンバイスパン架設

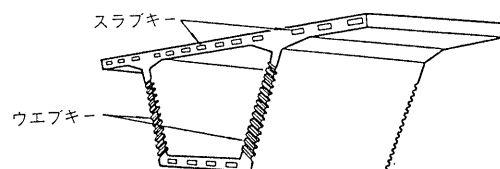


図12 継目部の接合キー

プレキャストセグメント構造の経済性、施工サイクルのスピードアップには、設計面においても構造の単純化・標準化はもとより、細部に至るまでのきめ細かい配慮が重要である。また、外ケーブルの防錆方法やデイベータの構造等、今後の研究課題も残っている。

5. 複合構造橋梁

5.1 複合断面構造³⁾

従来、鋼またはコンクリート単独で断面構成されていたものを、鋼とコンクリートを組み合わせて合成構造としたもので、フランジにコンクリート部材を、ウェブに鋼部材を用いる形式である。

最初の試みとしては、フランスにおけるコニャック橋、モープレ橋やドール橋があり、日本においては、新開橋等の事例がある。JHでは、東海北陸自動車道の本谷橋(波形鋼板ウェブ)が建設中であり、第二東名高速道路の巴川橋(複合トラス)などが今後建設を予定している。

5.1.1 波形鋼板ウェブPC橋⁴⁾

構造用鋼板を折り曲げて波形形状とし、建造物等の梁ウェブに使用するアイデアは古くから海外では見受けられた。この波形ウェブをPC橋のウェブに採用したのが「波形鋼板ウェブPC橋」であり、

1980年代にフランスにおいて採用された構造形式である。従来のPC橋において自重の約30%を占めていたウェブに軽量な材料を用いることにより、自重の大幅な軽減が可能となっている。(図13)

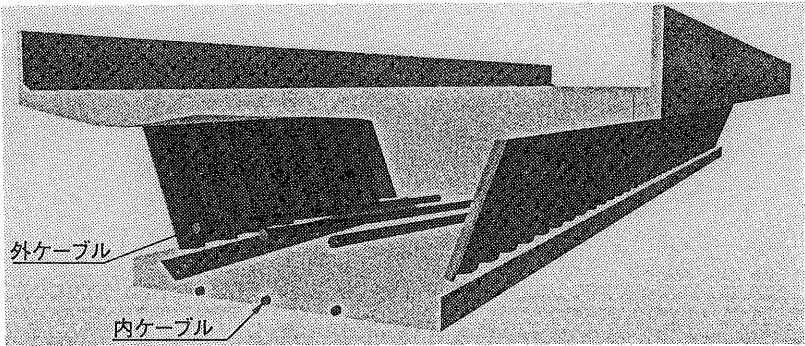


図13 波形鋼板ウェブPC橋の概念図

JHにおいては、本谷橋が初の採用事例であり、橋長198mの3径間連続波形鋼板ウェブを有するラーメン箱桁であり、東海北陸自動車道高鷲IC～莊川IC間に位置する。片持ち張出し架設工法による架設工法で、現在、平成10年の完成を目指し施工中である。(図15)

橋長 198.193m
 支間 44.013+97.202+55.978m
 幅員 10.49m
 ケーブル 12S12.7(内)、19S15.2(外)
 波形鋼板 SM490YB

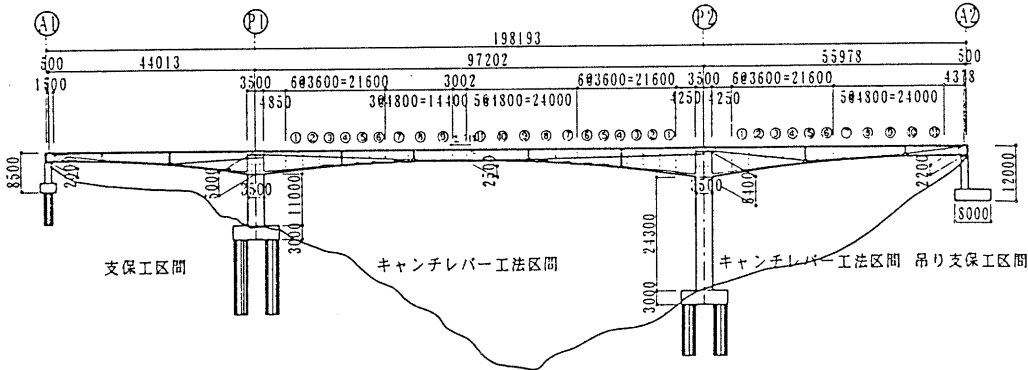


図15 本谷橋側面図

- 波形鋼板ウェブ採用による利点をまとめると下記のとおりとなる。
- ① スパンの長大化、施工の省力化および上・下部工を含めた工費の低減が可能である(表1)。
 - ② ウェブの型枠、鉄筋の組立て、解体およびコンクリート打設が不要となる。
 - ③ 高いせん断座屈耐力が得られるため、補剛材を必要としない。

表 1 本谷橋における上部構造の主要数量比較

	従来型	波形鋼板	増減率
コンクリート	2,150 m ³	1,630 m ³	▲25%
PC鋼材	125 t	110 t	▲15%
鉄筋	290 t	220 t	▲25%
波形鋼板	—	130 t	—

また、波形鋼板ウェブPC橋は設計・施工事例が少なく、今後下記に示す解決すべき課題が残っている。

- ① 波形鋼板ウェブ構造は、従来のPC箱桁に比べ曲げ合成が若干小さく、地震時の振動特性も不明確である。特に、本谷橋においてはラーメン構造ということもあり、上部構造を含めた耐震性について大規模地震を想定した地震応答解析を行う必要がある。
- ② 波板の長さや片持ち張り出し施工ブロック長は合致させた方が施工性が良いが、プレス機的能力によりピッチ送り（波板の1波長）に制限があり、施工ブロック長が制限を受ける。
- ③ 鋼板を用いることによって、確実な防錆が必要である。
- ④ コンクリート床版と鋼板ウェブの接合部の止水について対策を講じる必要がある。

コンクリート床版と鋼板ウェブの接合方法や鋼板相互の接合方法については、数種類の方法が提案され、施工性、検査及び品質管理がより容易となるものを選択する必要がある。本谷橋では、図14に示すコンクリート床版と鋼板ウェブとの接合方法を採用しているが、今後の展開において、重交通供用下における耐久性、特にねじり変形や首振り等に対する検証が必要である。

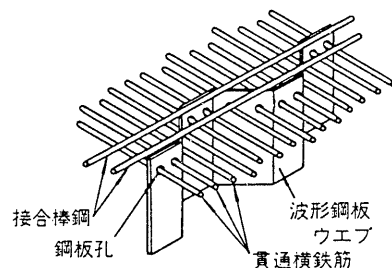


図14 接合部構造

5.2.2 複合トラス橋

ウェブに鋼トラス部材を用いた複合トラス橋においても、波形鋼板ウェブ構造と同様に死荷重軽減による建設コストの節減や施工性の改善などが期待できる。第二東名高速道路 巴川橋において複合トラス構造として計画であり、図16に概要図、図17に一般図を示す。波形鋼板ウェブPC構造と比較し以下のような特長を有する。

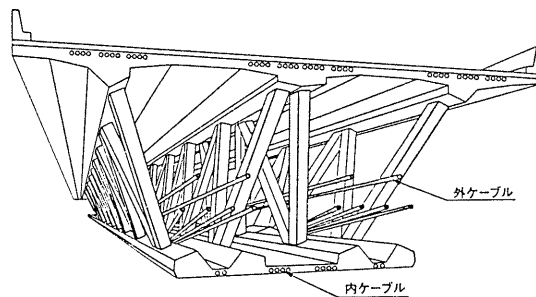


図16 複合トラス構造

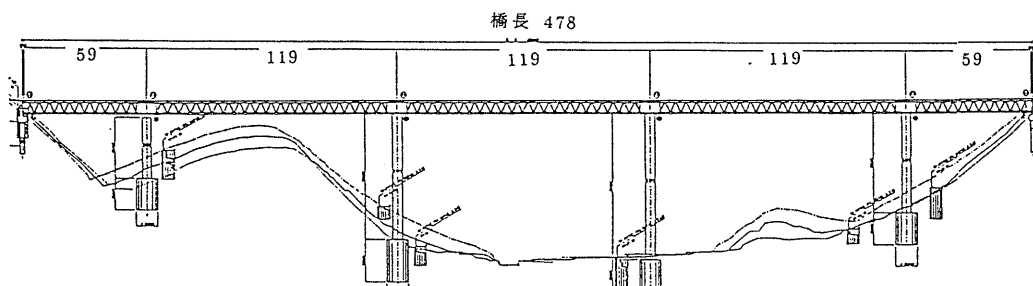


図17 巴川橋一般図

- ① 長大支間を有する橋梁においては、波形鋼板ウェブPC橋に比べ経済性に優れた工法となる可能性がある。
- ② 鋼トラスは4主鋼とし、トラス材断面と床版支間を短くしている。また、図16のようにトラス材を斜めに配置することにより、ねじり剛性が大きくなるため、中間横桁が不要となる。
- ③ トラス部材断面に形鋼を用いれば、鋼材加工費を低減できる。

一方で、複合トラス構造には、トラス部材の各点部の構造、トラス部材とコンクリート床版との接合方法、床版の設計方法、施工時のトラス部材の据え付け方法など、今後解決すべき課題も多い。

5.3 上部工の混合構造

コンクリート桁と鋼桁を橋軸方向に接合する混合構造は、ノルマンディ橋や生口橋、汲水門橋等の斜張橋で実績が多い。ここでは、JHにおける2つ事例を紹介する。

5.3.1 鋼コンクリート複合エクストラード橋（第二名神高速道路 木曽川橋、揖斐川橋）

木曽川橋、揖斐川橋は、第二名神高速道路のうち三重県内を横過する橋梁である。本橋は、河川条件から支間長が200mを超える長大橋として計画する必要があるため、経済性や施工性に優れた鋼コンクリート複合エクストラード橋を採用している（図18）。本橋は、世界的に例のない鋼とコンクリートの複合エクストラード橋であり、次のような特長を有している。

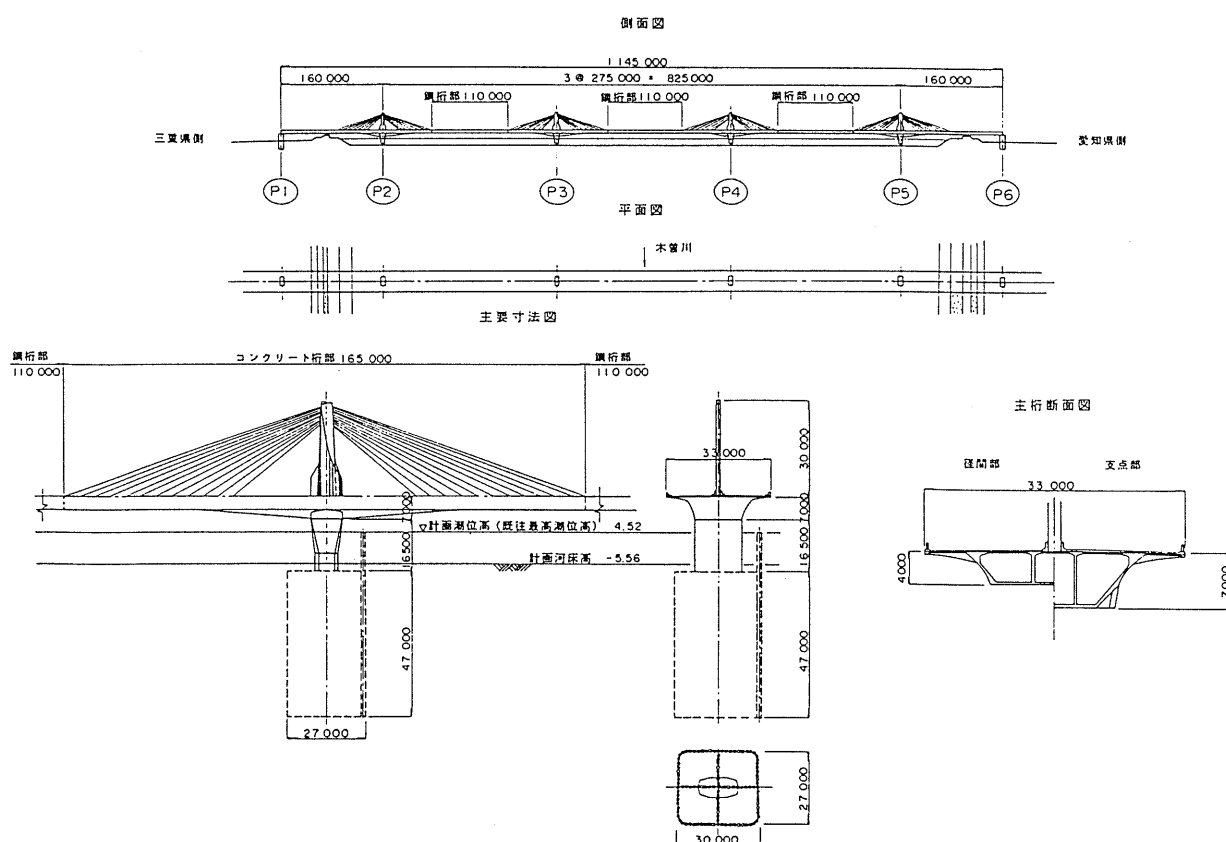


図18 木曽川一般図

- ① 斜ケーブルの主桁定着付近まではPC箱桁、径間中央部は死荷重軽減のため鋼床版箱桁である。
- ② 斜ケーブルは、6車線断面の中央分離帯位置に配置される1面吊り構造である。
- ③ 主塔高さは、斜張橋に比較し約半分となり、施工の省力化と下部工の経済性が期待できる。
- ④ 斜ケーブルに生じる応力変動は、斜張橋に比べ桁剛性が大きいいため小さくなる。従って、現場製作ケーブルの使用が可能となり、経済性が期待できる。
- ⑤ コンクリート桁部には、高強度コンクリート（ $\sigma_{ck}=600\text{ kgf/cm}^2$ ）を用いる他、内ケーブルおよび外ケーブルを併用することによりPC箱桁部の軽量化を図るとともに、プレキャストセグメント工法を採用することで低コストおよび工期短縮を図っている。
- ⑥ PC箱桁と鋼箱桁との接合部は、剛結構造とし、PC鋼材で補強するとともに、鋼箱桁内部にもPC箱桁と連続して外ケーブルを下フランジ側に配置する。

以上の新技術を導入することにより、経済性、施工性および耐震性の向上を図っており、さらに、これらの特長を十分生かすために、国内外の最新の研究成果等を参考にし、下記の項目について検討をおこなって行く予定である。

- ① 耐風性および耐震性の検討および確認
- ② 巨大セグメント（400t/個）の合理的な製作方法
- ③ セグメントの合理的なマッチキャスト方法の検討
- ④ 鋼とコンクリートの接合部の詳細構造の検討

5.3.2 鋼コンクリート複合ラーメン橋（高松自動車道 新川橋）³⁾

PCラーメン橋は、山岳部において経済性や施工性の面において有利な場合が多く、高速道路での実績も多い。しかし、支間がアンバランスな場合で片持ち張出し架設では、柱頭部にPC鋼棒を埋め込むなどの対策が必要となる場合がある。このような場合、混合構造を採用することにより、アンバランスモーメントの改善に寄与できる。

現在計画中の高松自動車道 新川橋（図19）では、鋼とコンクリートの接合位置や応力分担について検討を重ね、連続桁での採用を検討している。

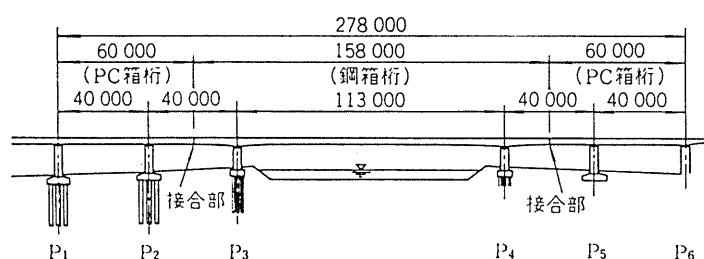


図19 新川橋一般図

6. ま と め

経済性の追求には、イニシャルコストの低減だけではなく、ランニングコストの低減も必要不可欠である。ランニングコストの低減には、いかに構造物を健全な状態で維持し、耐久性の向上を図ることが重要である。耐久性のある構造物、特にPC橋にとって必要不可欠な項目として、コンクリートの品質、鉄筋のかぶりが挙げられる。両者の検査方法はテストピースによる強度試験等の間接的な確認方法や、コンクリート打設前

の配筋検査により確認する手法が取られている。現在、JHでは新たな検査方法として非破壊検査手法の検討を実施しており、例えばRCレーダー等である。

さらに、PC鋼材のグラウトに関してノンブリーディンググラウトやプレグラウトPC鋼材が開発され、施工の確実性が追求されてきている。JHにおいては、グラウトはノンブリーディンググラウトを、床版横締めにはプレグラウトPC鋼材を標準使用することとしている。

また、PC橋において様々な新技術や新工法の採用を図っても、支間30～60m、特に桁形式においては未だ鋼橋が安価な現実があり、今後のPC橋の適用拡大には、中小スパン橋における技術開発や研究が必要である。

さらに、上述してきた新技術・新工法も、いまだ確立されておらず、更なる実験・研究や追跡調査を行う必要がある。

〔参考文献〕

- 1) 水口 道路橋におけるPRC構造について プレストレストコンクリートVol. 34 No.6 PP12～17 1992年11月
- 2) 小川・本間 道路橋における大偏心PCケーブル橋 プレストレストコンクリート Vol. 39 No. 2 PP23～30 1997年3月
- 3) 小川・寺田 JH日本道路公団における複合構造橋梁 橋梁と基礎 97-8 PP485～55 1997年8月
- 4) 加藤・芦塚他 本谷橋（波形鋼板ウェブPC箱桁橋）の設計について プレストレストコンクリート技術協会 第7回シンポジウム論文集 1997年10月
- 5) 森山 土木を結合するプレキャスト文化 第二名神高速道路 弥富高架橋 橋梁1996. 11 PP42～49 1996年11月
- 6) 森山・藤田他 弥富高架橋の計画・設計 プレストレストコンクリート技術協会 第7回シンポジウム論文集 1997年10月
- 7) 森山・藤田他 弥富高架橋のプレキャストセグメントの製作 プレストレストコンクリート技術協会 第7回シンポジウム論文集 1997年10月

高速道路および都市高速道路におけるPC橋の動向と事例

－ 阪神高速道路の場合 －

阪神高速道路公団	工務第一課長	中 島 裕 之
〃	工務部設計課長補佐	幸 左 賢 二

1. はじめに

近年、PC橋梁においては、技術の進歩に伴い斜張橋形式をはじめとして数多くの長大橋梁が建設されている。一方、高齢化社会による労働力不足および社会資本整備の効率化などのために、PC橋梁においても、より省力化およびコストの縮減を目指した橋梁形式の採用が求められる。阪神高速道路公団においてもこのような観点から、様々な橋梁構造形式を検討中であるが、ここではPC構造物に対する試みの代表例として以下の事例を紹介する。

1) 新技術開発による長大橋梁形式

新猪名川大橋（斜張橋）・奥山橋（大偏心外ケーブル橋）

2) 省力化・コストの縮減を目指した橋梁形式

唐櫃橋（外ケーブル橋）

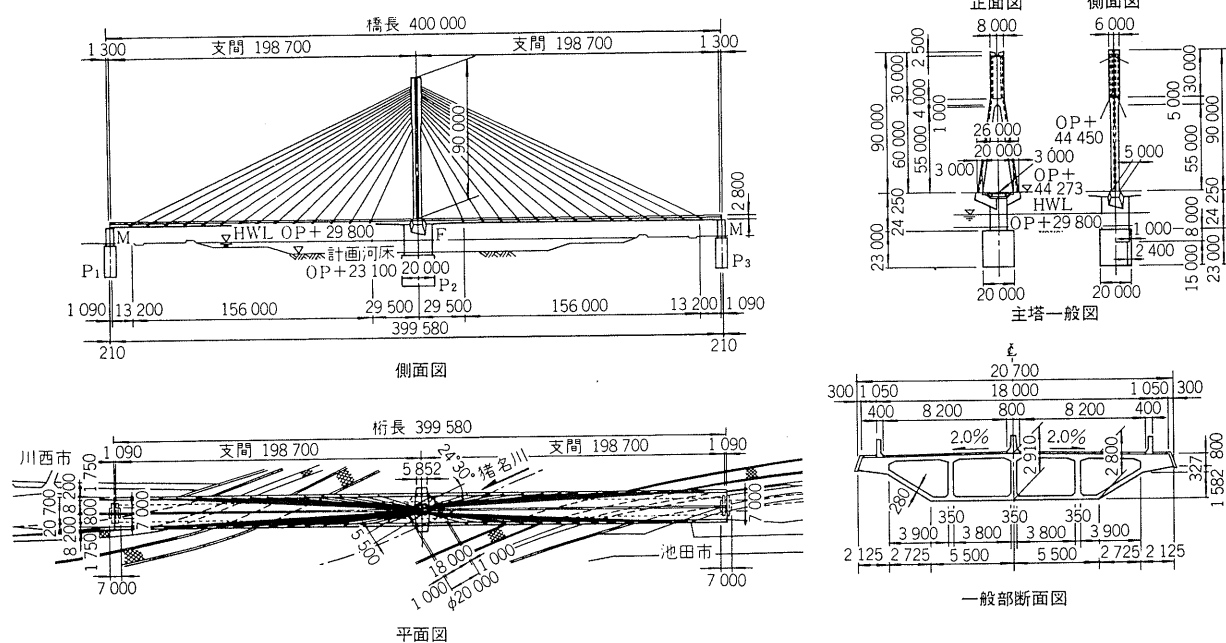
3) 耐震性能の向上をめざした橋梁形式

3号神戸線における特殊免震構造の採用

2. 新猪名川橋梁の設計・施工概要

2.1 概 要

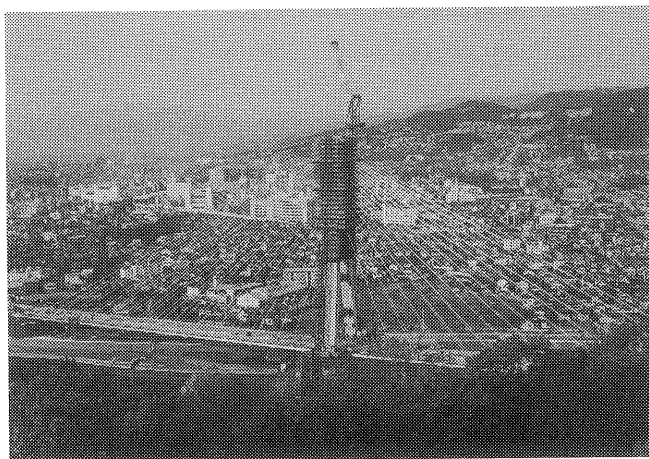
大阪池田線（延伸部）で施工中の新猪名川大橋は、大阪府池田市と兵庫県川西市の府県境を流れる一級河川猪名川を 24.5° の斜角で渡河する橋長400m、主塔高90mの2径間連続PC斜張橋で、その規模は我が国最大級である。構造概要を表－1および写真－1に、一般構造図を図－1に示す。



図－１ 新猪名川大橋一般図

表－１ 構造諸元

橋名	新猪名川大橋（愛称（ビッグハブ））
構造形式	２径間連続ＰＣ斜張橋
道路区分	第２種２級
荷重	Ｂ活荷重
橋長（支間長）	４００ｍ（１９８．７＋１９８．７ｍ）
全幅員（有効幅員）	２１ｍ（１６．４ｍ）
コーベル	ＰＣ構造中実断面
主桁	斜めＷＩＰを有する４室ＰＣ箱桁断面



写真－１ 新猪名川橋梁

本橋梁の最大の特徴は、河川断面と 24.5° の斜角をなしていることで、この角度を主塔受け梁部で矯正しており、このため、高密度に配置された鋼材が橋脚・主桁と交差する前例のない複雑で大規模なＰＣコーベル構造となっている。主桁の施工では、超大型張出し架設用移動作業車を使用し、張出しブロック長は６ｍ、張出し施工長は１９４ｍとなっている。主塔は、景観的に自然な安定感を与え、耐震性に優れている逆Ｙ形を採用し、斜材定着部には２室箱形鋼製埋設型枠を使用している。

2.2 設 計

設計フローを図-2に示す。主桁、主塔、斜材などの断面力の算出は2次元解析による微小変形理論に基づいて行い、地震時の断面力の算出は本橋の特徴である約24度の斜角を加味した3次元挙動を評価するため、3次元解析を行った。ここでは、詳細設計の中から、耐震設計、主塔の局部解析およびコーベル・主塔の温度応力解析の概要を記す。

1) 耐震設計

本橋の耐震設計は以下の方法で行った。供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては、構造物の各部材が所要の耐力を保持し、かつ、過大な変形を生じないように応答スペクトル法を用いて確認した。また、当該地点でまれに発生する可能性がある大地震を想定し、この場合でも構造系が所要の変形性能を保持していることを、軸力変動を考慮できる弾塑性時刻歴応答解析法を用い確認した。なお、入力波は規定された照査用スペクトルに適合する開北橋波を2方向同時入力した。さらに、

図-3に示す動的解析モデルを用い、今回の震災後、兵庫県南部地震時に猪名川大橋架設地点で観測された猪名川波に対し、軸力変動を考慮できる弾塑性時刻歴応答解析法を用い耐震性検討を実施し、安全性を確認した。なお、入力波は神戸海洋気象台波レベルに増幅した猪名川波を3方向同時入力した。図-4に加速度応答スペクトル曲線を示す。

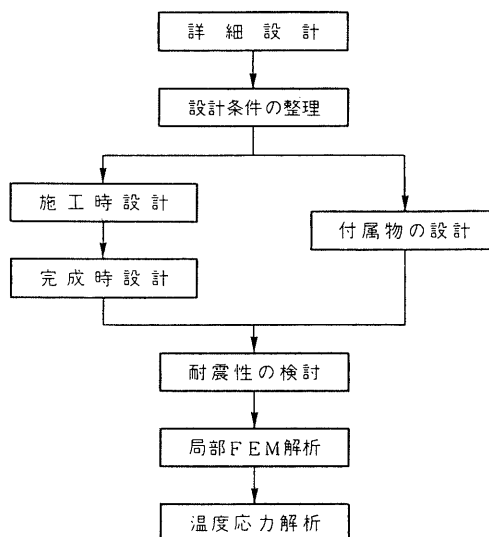


図-2 設計フロー

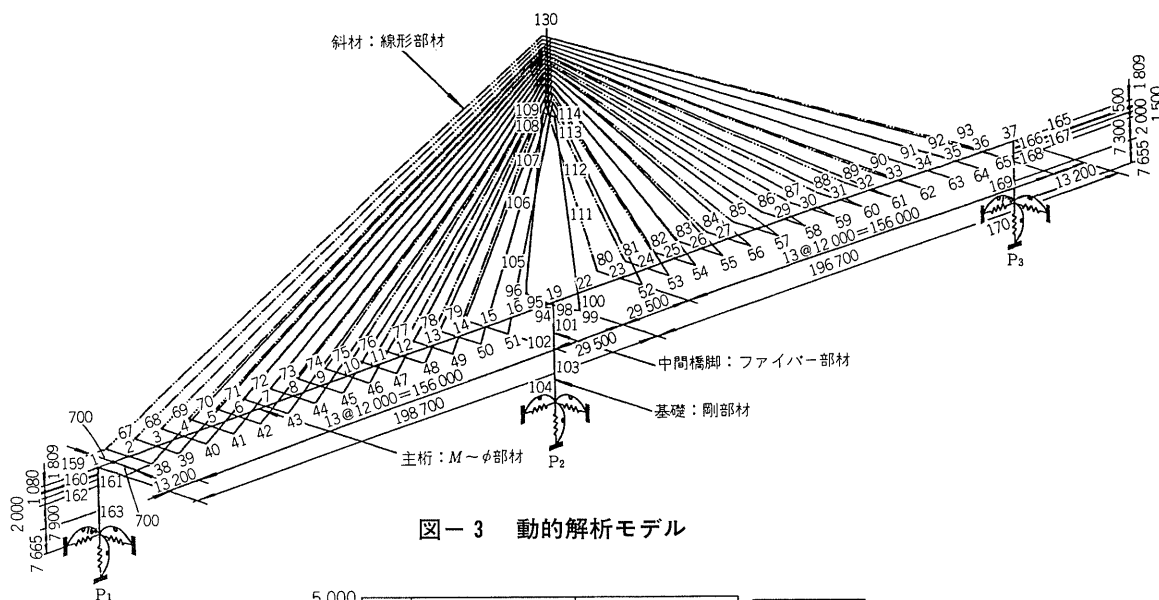


図-3 動的解析モデル

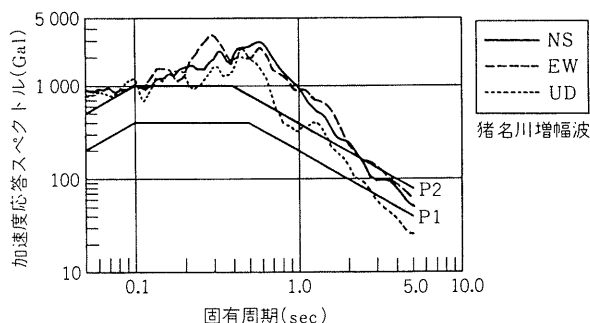


図-4 加速度応答スペクトル曲線

2) 局部解析

主塔頂部斜材定着部、主塔分岐部、主桁斜材定着部および主桁部についてはFEM解析により応力照査を実施した。ここでは、代表例として主塔頂部斜材定着部の立体FEM解析について示す。

斜材張力の水平成分が最大となる斜材定着部に着目した図-5に示す部分立体ソリッドモデルで、支圧板周辺部の局部応力度、定着部切欠き形状に伴う応力集中、2室箱桁形状の中空断面応力伝達、斜材鋼管による断面欠損の影響などを把握した。この結果により、局部応力に対する補強の検討を行い、PC鋼材および鉄筋により補強した。

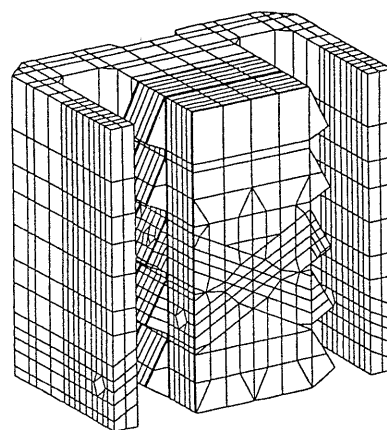


図-5 主塔頂部解析モデル

3) 温度応力解析

a) コーベル部の温度応力

コーベルは、主塔の基部であり、極めて重要な部位となる。本部位に用いるコンクリートは、比較的高強度で大断面であること、および工程上の理由からPC緊張時に 28N/mm^2 の強度が発現する配合とする必要であった。

そこで、平面FEM温度解析およびCP法による温度応力の解析により、セメントは高ピーライト系低発熱セメントを採用した。また、構造物は鉄筋やPC鋼材が密に配置されているため、最近開発・実用化された打込み時の振動締め固め作業が不要なNV（高流動）コンクリートを採用した。表-2にコーベルコンクリートの配合を示す。

表-2 コーベルコンクリートの配合

リフト No.	コンクリートの 種類	使用 セメント	呼び 強度	$G_{\max}$ (mm)	目標スランプ フロー(cm)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)					高性能減水剤 (%)	増粘剤 (g/m ³)
							水	セメント	石灰石粉	細骨材	粗骨材		
1, 2	普通	普通ボルト	35	20	8±2.5 スランプ	41.0	171	417	—	694	1 007	0.834 パリックSA	—
3~6	高流動	ピーライト	40	20	65±5 フロー	39.3	165	420	117	740	875	9.67 マイティ2000TH	165
7		ピーライト	40	20	65±5 フロー	35.6	165	463	81	740	875	9.69 マイティ2000TH	165
8	普通	普通ボルト	40	20	8±2.5 スランプ	35.0	177	506	—	691	875	1.012 パリックSA	—

b) 主塔部の温度応力解析

主塔は1リフトの打設高が4mであり、特に、主塔下端部は設計基準強度が 50N/mm^2 の富配合コンクリートを使用するため、温度ひび割れ制御に関し十分検討する必要があった。また、復旧仕様により中間帯鉄筋が多量に配筋され、とくに、主塔定着部にはPC鋼材および補強鉄筋が高密度に配置されることから、流動化コンクリートを使用する必要があった。そこで、このような要求品質を満たす配合について、既往のデータを参考に検討するとともに、それらの配合を用いた場合の主塔の温度応力解析を実施した。その結果、高性能AE減水剤を添加した高ピーライトセメントを採用した。

2.3 施工

図-6に施工要領、表-3に工事工程を示すが、本橋のコーベル、主塔、主桁および斜材は工期の制約上、急速施工が必要とされた。以下に、本橋の施工概要を述べる。

表-3 工事工程

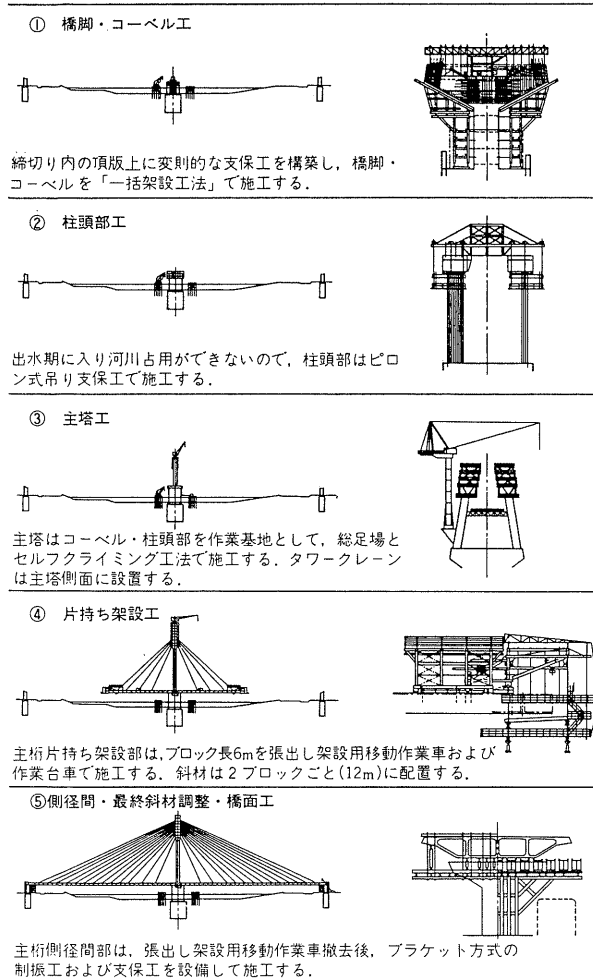
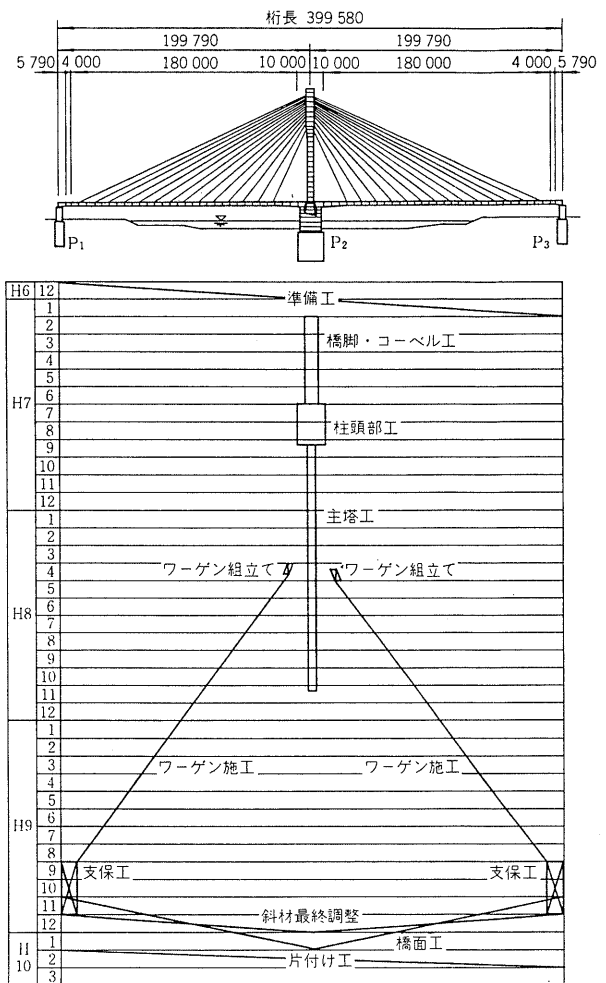


図-6 施工要領



1) コーベルの施工

本橋梁の受け梁部は、約 24° の斜角を有し、高密度に配置された鋼材が橋脚・主桁と交錯し、前例のない複雑で大規模なPCコーベル構造となっている。しかもコーベルは、厳しい河川占用期間の制約を受け約3ヶ月で施工する必要があった。このため、急速施工が必要となり、極めて高度な施工技術が要求される”一括架設工法”を採用した。本手法は、あらかじめ精度よく工場製作された鉄骨に、台船上などで正確に所要の鋼材を組み込んだ鉄骨を製作し、300トンクローラクレーン2台を用いて、この鉄骨ブロックを順次積み重ね継ぎ合わせて構造物の中身を造り、コンクリートを連続的に打設して完成させるものである。また、鋼材の過密性および施工の特殊性から前述のようにNVコンクリートを使用している。図-7にコーベル施工の概念、写真-2にコーベルの一括架設状況を示す。



図-7 コーベル施工の概念

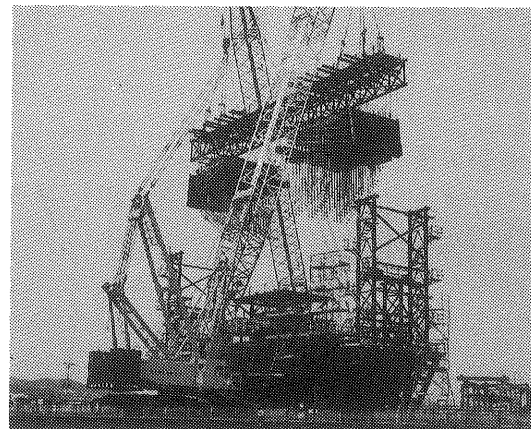


写真-2 コーベルの一括架設

2) 主塔の施工

主塔は、全24リフトを3種類の工法で施工した。最初の3リフトは橋面上から総足場で、4～14リフトまでは、セルフクライミング足場で、さらに15～24リフトはブラケット式の総足場で施工した。1リフトは4mとし、高性能AE減水剤を添加した流動化コンクリートを使用した。また、斜材定着部には型枠、斜材定着部保持および鉄筋保持を兼用した鋼製埋設型枠を使用した。

本橋においては、復旧仕様に準じた主塔の保有水平耐力照査を実施し、主塔配筋の見直しを行った。その結果、当初設計の2倍以上のフープ筋および中間帯鉄筋量となった。さらに、コンクリートの拘束効果を高めるために中間帯鉄筋の加工形状を90度から135度フックに変更した。このため通常の施工法では、内外同時に一段ずつ編み込むように配筋するため、鉄筋施工日数が大幅に増えることが予想された。そこで、当橋梁では、主塔中心部の鉄筋組立て用埋設鉄骨にフープ筋および中間帯鉄筋を地組みして一括施工し、現地で軸方向鉄筋を建て込む手法を採用した(図-8、写真-3)。この方法により鉄筋量が約2倍に増え、さらに錯綜している鉄筋組立てにもかかわらず、施工日数を半減することができた。セルフクライミング足場は押上げ方式とし、滑車の原理を利用して、1リフトを盛替えせずに、型枠を装備したまま4面が同時に昇降できる装置を新たに開発した。

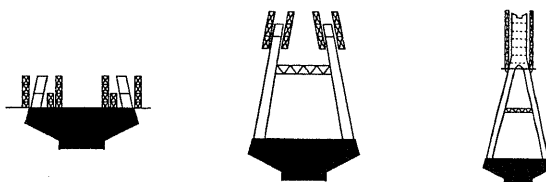


図-8 主塔の施工概念

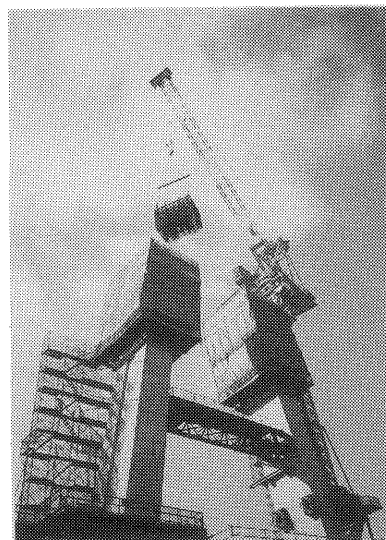


写真-3 主塔の施工

3) 主桁の施工

主桁は、ブロック長6mで片側31ブロックで、超大型張出し架設用移動作業車を使用し片持ち架設とした。サイクルタイムを短縮するために、ウエブ鉄筋を張出し架設用移動作業車に後続する作業台車内で横筋と縦筋を別に組み立てドッキングさせる方式で製作し、併設するクレーンで所定の位置に運搬し既設鉄筋に接続させる方法で施工した。また、内型枠には、組払いを省力化した開閉式移動型枠を使用した(図-9)。

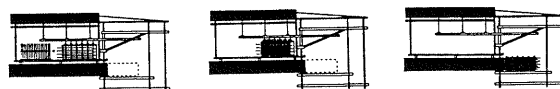


図-9 主桁の施工概念

4) 斜材の施工

斜材は、ノングラウトタイプの工場製作ケーブルであるHiAmケーブルで、白色に着色した。斜材の架設は、まず主塔側にケーブルを定着後、タワークレーンでケーブルを展開し、主桁側にウインチなどで引き込み、1100tfセンターホールジャッキで緊張し、リングナット方式で定着した。なお、斜材緊張はジャッキを装着した緊張用作業車を用いて主桁側で行った。

3. 奥山橋の設計・施工概要

3.1 概 要

本橋は阪神高速道路北神戸線の神戸市北区有野町唐櫃地区で施工されている、3径間連続エクストラードPC箱桁橋で、最大斜度40度の急峻な山岳斜面の中腹に沿って奥山川の沢づたいに曲線状に建設される。この付近の斜面はかつて地滑りを起こした経緯があり、斜面の切削を伴う支保工施工は困難であることから本形式を採用した。本橋は西行と東行の分離構造となっている。西行の一般構造図を図-10に示す。

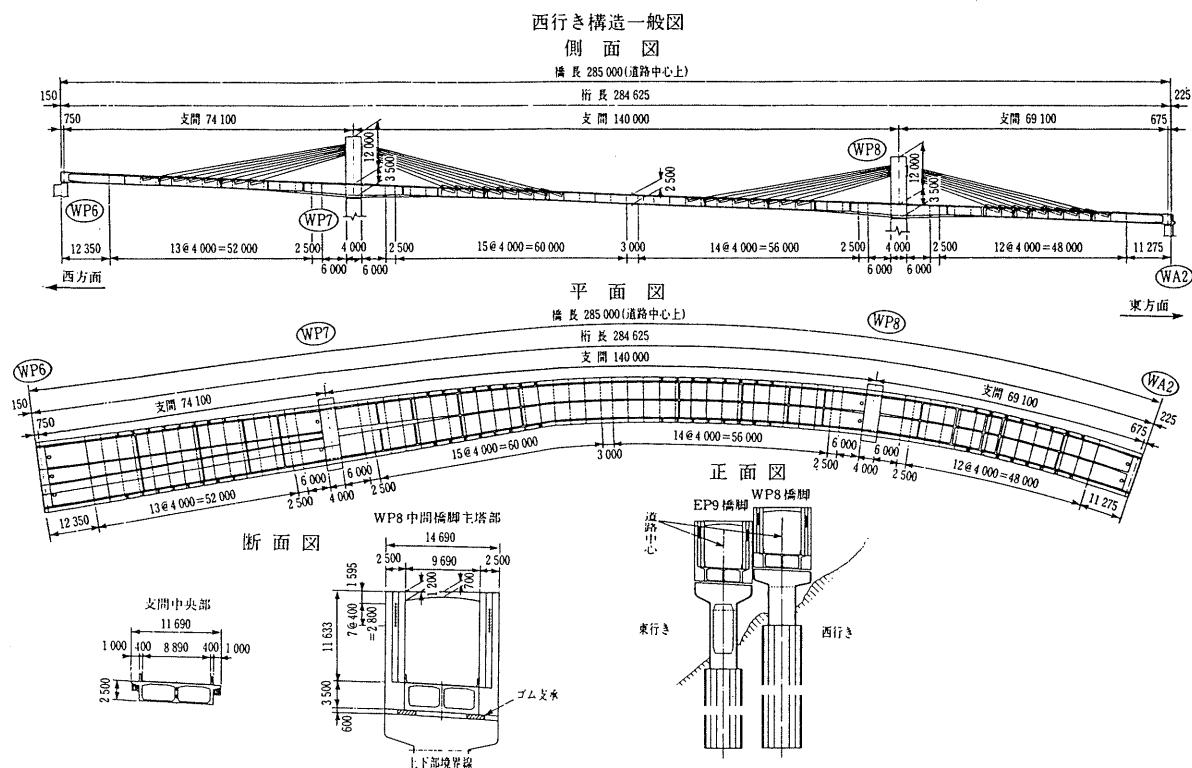


図-10 構造一般図

3.2 設計概要

1) 主桁の設計

主桁の設計は、一般の斜張橋と同様の手順で行っている。西行の結果を例に述べる。図-11に設計荷重時における主桁の曲げモーメントを示すが、形状的には連続桁の曲げモーメントを斜材で負方向に吊り上げたものとなっている。図-12は桁内ケーブル緊張力の合計を示したものであるが、架設ケーブルは、従来の桁橋と異なり中間支点部から斜材定着部にかけてなだらかな減少となっている。設計荷重時の主桁コンクリートの縁応力度を図-13に示す。側径間部の最下段斜材定着部付近の下縁圧縮応力度が許容値に対して余裕がないが、これは中央径間長に対する側径間長の比率が小さく、側径間の負

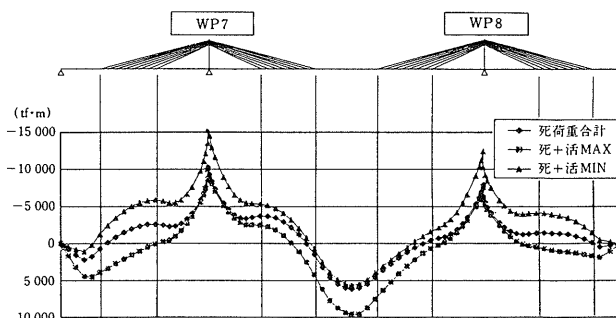


図-11 設計荷重作用時曲げモーメント

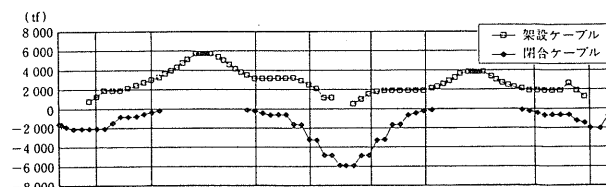


図-12 桁内ケーブル緊張力

のモーメントが卓越することに起因していると考えられる。東行ではこのような傾向は見られず許容値に対して比較的余裕のある結果となっており、エクストラードズドタイプの支間比（側径間長/中央径間長）は0.55～0.6程度が効率的であると考えられる。

2) 耐震設計

本橋の耐震設計は、修正震度法や保有水平耐力の照査などに加えて、時刻歴応答解析による検討を追加した。解析は、3次元立体骨組みモデルにより線形時刻歴、非線形静的および非線形時刻歴を行った。西行の非線形解析結果を表-4に示す。表中の非線形静的解析では、橋軸方向に水平慣性力を静的に暫増させて橋脚下端が破壊に至る過程を示しているが、片側の一橋脚のみが降伏から終局に至ることはない。これは、中間両橋脚が順次降伏から終局へ至るようにゴム支承の水平バネ値が決定されているためである。また、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台N-S成分を入力地震波とした非線形時刻歴解析では、最大応答曲げモーメントが橋脚の降伏モーメント以下となっており、十分な耐震性が確保されている。

3.3 施工概要

本橋は、明石海峡大橋と同じ平成10年3月に供用を予定しており、上部工事で大幅に工期短縮を実施する必要があった。そこで、急速施工を図る手法として、プレハブ工法を採用した。本工法は、専用ヤードであらかじめ鉄筋やPC鋼材などの鋼材を所定の形状に組み立てて、現地まで運搬し、これを型枠内に架設したのちコンクリートを打設する手順で施工される。ここでは、主桁部について急速施工の概要を以下に示す。主桁部は、ワーゲンによるブロックの繰り返し施工が行われることから、工事期間のほとんどを占め、かつ工程上クリティカルとなる。したがって、すべてのサイクルにおいてプレハブ工法を適用することは、全体工程を短縮するうえできわめて有効である。

(1) 鉄筋ユニットの形状

鉄筋ユニットは、運搬の関係から主桁断面方向に3分割され、図-14に示すように各鉄筋ユニットはウエ

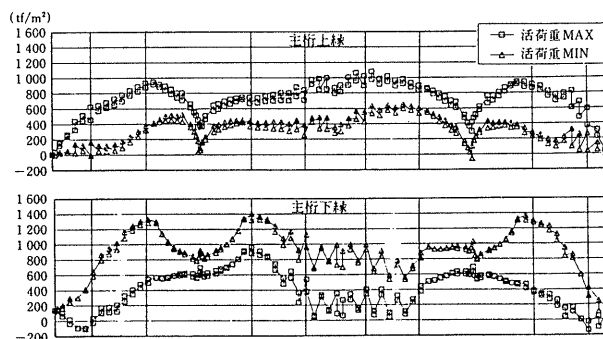


図-13 設計荷重時主桁コンクリート縁応力度

表-4 橋脚下端発生曲げモーメント

橋脚番号				WP 7	WP 8
曲 げ 耐 力	ひびわれモーメント			15 305	13 888
	降伏モーメント			24 530	25 805
	終局モーメント			31 601	30 717
非 線 形 静 的	破 壊 モ ー ド	Kh	0.140		ひびわれ
			0.160	ひびわれ	
			0.260	降 伏	
			0.265		降 伏
			0.360		終 局
非線形時刻歴最大モーメント				22 100	23 700

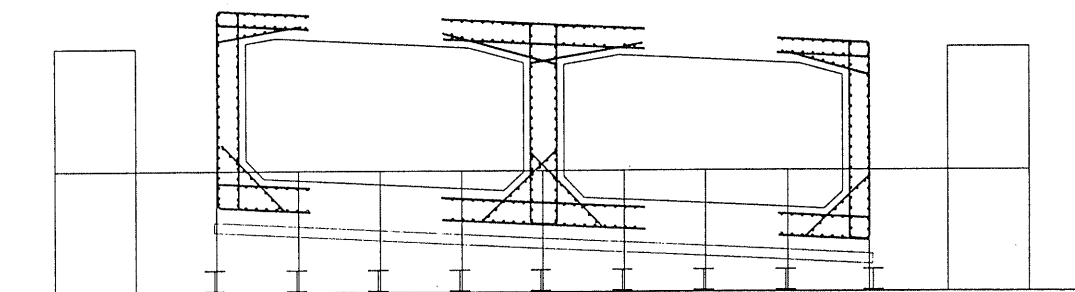


図-14 斜材緊張力図

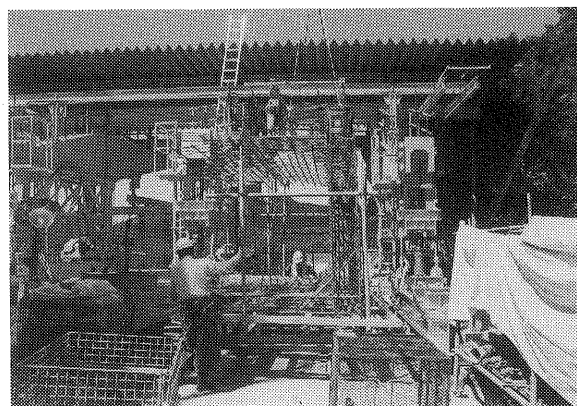
ブを基本に主桁断面形状を形成している。上下床版に設けられた各鉄筋ユニット接合部は、現地で組み立てて一体化させる。これにより、桁内に配置される全鉄筋量の70%はプレハブ化されることになる。

（２）製作および運搬

製作は、ワーゲン内に設置された型枠と同一スケールのものを専用ヤードに設け、架設地点と同一の縦横断勾配を再現し、小口型枠を一体にした鉄筋ユニットを組み立てる。完成した鉄筋ユニットは、形状保持のためにパレット上に固定した状態で、トラックにより現地まで運搬する。

（３）据え付け

運搬された鉄筋ユニットは、クレーンでトラックから直接橋面に荷揚げし、橋面上を運搬した後、ワーゲンに装備された縦横移動装置で型枠内に設置する（写真－４）。この際、鉄筋ユニットがワーゲン内を通過できるようにワーゲンを改造して空間を確保している。また内型枠は、脱枠、移動が容易でかつノンセパレータタイプとし、鉄筋組立後にすみやかに内型枠を設置できるような構造としている。

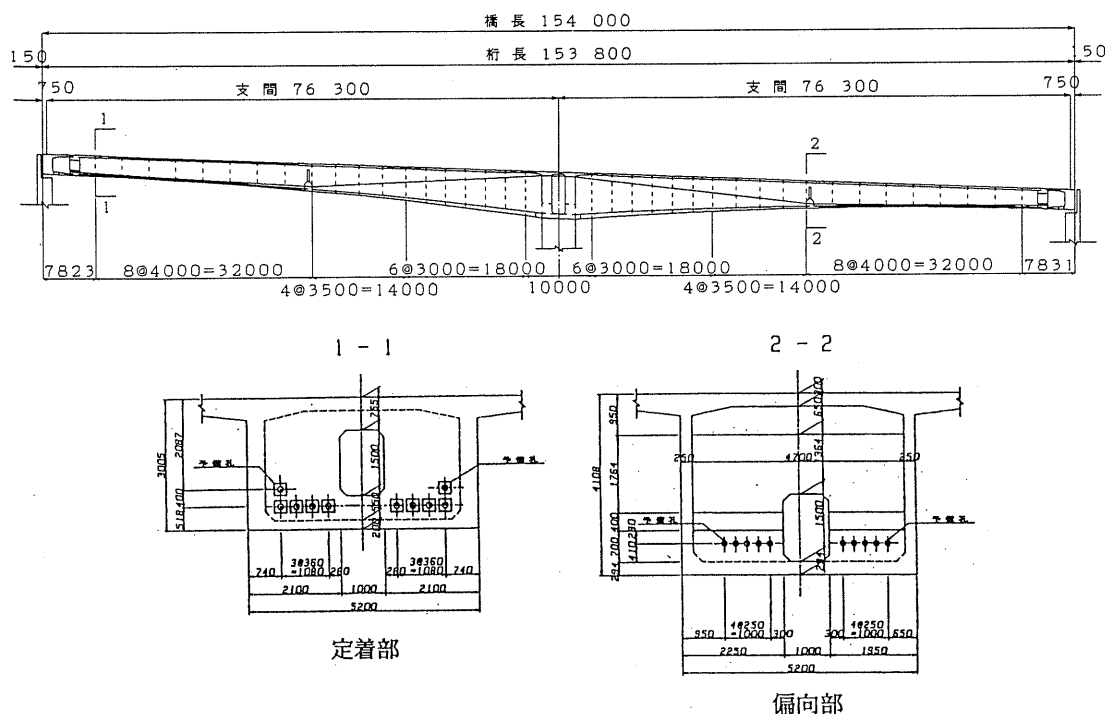


写真－４ 主桁鉄筋ユニットの据付

４．唐櫃橋（外ケーブル橋）の設計・施工

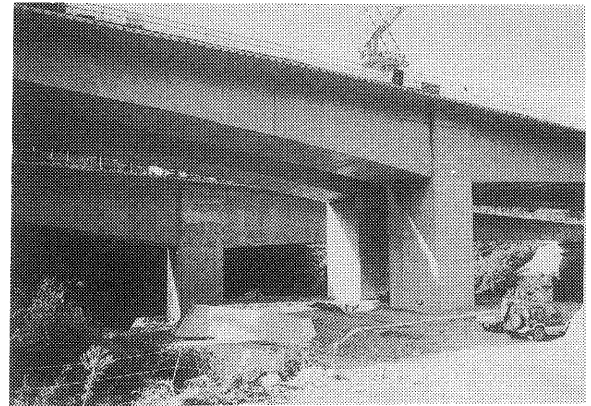
４.１ 設計概要

唐櫃橋は、現在建設中の阪神高速道路北神戸線の箕谷～柳谷間の奥山橋に隣接する橋梁である。構造形式は図－１５、写真－５に示すように、PC 2 径間連続T ラーメン箱桁橋で、橋長154mの東行と、橋長126mの西行および東伸線の3 橋分離構造である。架設地点一帯は、砂防指定地内であるうえ、地形が急峻で川に沿っ



図－１５ 唐櫃橋の構造一般図

て断層破碎帯が存在する。このため切り盛り土量をできるだけ少なくするために、橋脚高に比べ比較的支間の長いTラーメン橋を採用した。施工は谷部の支保工設置が困難であることからP C鋼棒を用いた片持ち張出し施工法とした。本橋は当初内ケーブルのみで設計されていたが、経済性に着目した比較設計の結果、内ケーブルと外ケーブルを併用した構造とした。デビエーターの設置箇所は支間中央に1箇所であり、その構造は隔壁形式とし、偏向具にはステンレスシースを用いた。一方、外ケーブルの定着は中間橋脚隔壁と端支点横桁を利用することが多いが、本橋ではケーブルの取替を考慮するため、端支点横桁より支間中央側に別途設けられた隔壁で定着を行った。



写真－5 唐櫃橋

4.2 内外ケーブル併用構造の経済性

阪神高速道路公団において、現在までに、すでに以下の4工事において、試験的に内外併用工法が用いられている。

- | | | |
|-----------------------|----------------|-----|
| 1) 唐櫃第3工区(その2) P C桁工事 | 2 径間連続箱桁Tラーメン橋 | 3 連 |
| 2) 川西工区(その2) P C桁工事 | 4 径間連続箱桁橋 | 2 連 |
| 3) 川西工区(その3) P C桁工事 | 5 径間連続箱桁橋 | 1 連 |
| 4) 本部工区(その1) P C桁工事 | 4 径間連続箱桁橋 | 1 連 |

内外併用ケーブルの利点としては以下の点が上げられる。

- 1) コンクリート部材厚が小さくできるため自重の低減が可能であり、経済的となる。
- 2) コンクリート断面内の緊張材が減少するため、施工性が向上する。
- 3) 内ケーブルに比して大容量の緊張材の使用が可能である。
- 4) 維持管理、補修・補強が容易である。

この内の1)の経済性について比較したものを表－5に示す。表に示すように、コンクリート体積は内ケーブル工法に比べ5%減少している。これはウェブ厚、下床版厚を減じた効果であると考えられる。また、これに比例して縦方向P C鋼材重量も減少して

表－5 内ケーブル工法と内外併用ケーブル工法との対比

品名	種別	単位	内ケーブル	内外併用ケーブル
コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	m^3	1504	1424
型枠		m^2	5062	4989
鉄筋	SD345	tf	182	193
縦方向PC鋼材	SBPR930/1180 ϕ 32	tf	97.5	75.8
〃	SWPR7B 12S15.2	tf	-	15.4
横方向PC鋼材	SWPR19 1S21.8	tf	7.7	7.7
鉛直方向PC鋼材	SBPR930/1180 ϕ 32	tf	3.0	7.7

いる。一方、鉛直方向鋼材が増加しているが、これはウェブ厚を小さくしたため、架設時および設計時に発生する斜引張応力度に対応するためである。このように内外ケーブル併用工法を採用することにより、使用材料が減少することは本工法の最大の利点であると考えられる。一方、施工性からは内ケーブル方式に比較して、P C鋼材の緊張本数が少ない、コンクリートの打設が容易である、グラウト作業が容易である、張出し施工の場合施工ブロックの低減が図られ工期が短くなるなどの利点を有しており、本橋梁のような支間や構造形式の橋梁ではコスト縮減が実現できると考えられる。

4.3 施工概要

施工手順を図－16に示す。本橋は内外併用ケーブル工法を採用しているが、橋体完成後にケーブル配置を行うため、橋体の施工に関しては通常の張り出し施工と同様である。外ケーブルを採用することにより部材厚さが薄くなっているが、鉄筋、P C鋼材、型枠の組立作業に関しては、P C鋼材の組立が若干少なくなる程度である。しかし、1ブロックの重量を小さく施工長を大きくすることができるので、一橋あたりのブロッ

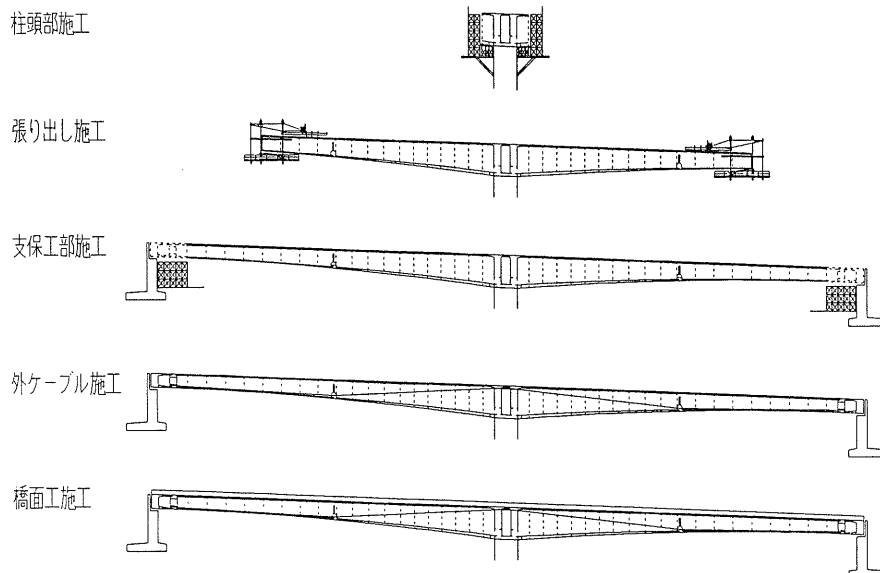


図-16 施工手順

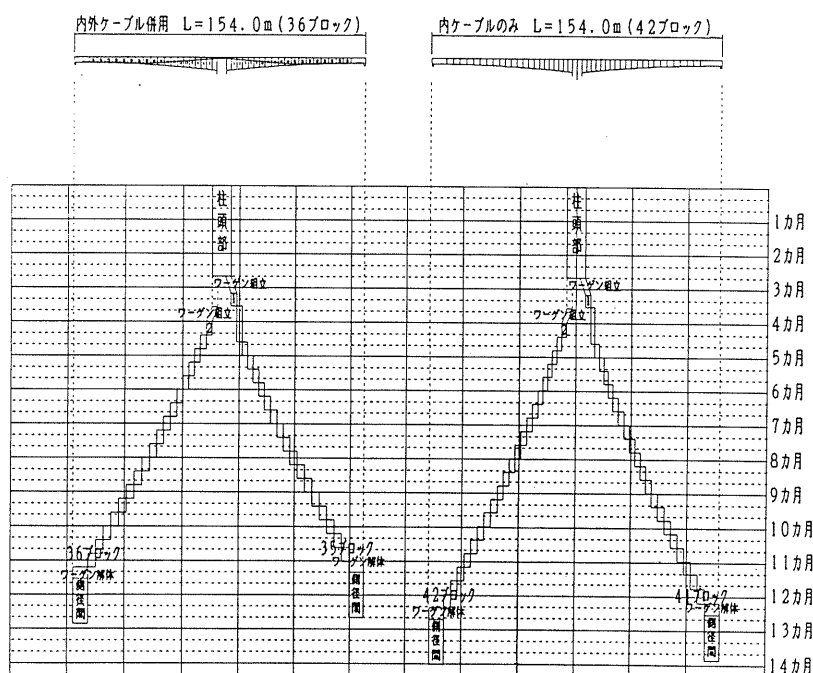


図-17 工期比較図

ク数を少なくすることができる。図-17に比較工程を示すが、約1ヶ月程度の工期短縮となっている。外ケーブルの施工はケーブルの防錆方法により異なるが、本橋ではPE管にPCケーブルを挿入して緊張後、セメントグラウトを注入する方法を採用した。

5. 3号神戸線における特殊免震構造の採用

5.1 復旧概要

兵庫県南部地震により被災した阪神高速道路3号神戸線のうち、摩耶味泥地区の橋梁に対して、特殊免震構造を採用して復旧した。図-18に示すように、被災橋梁の上部工は支間25mの5連および支間18mの1連からなるPC単純ポステンT桁であり、下部工は高さ約16mの張出し式単柱橋脚6基とラーメン橋脚1基である。脚柱部はフーチング天端から5m前後の位置で損傷を受け、軽度のものは一部に、重度のものは全周にわたりかぶり部分が剥離し、主鉄筋の座屈、跳ね出しが発生した。これにより、損傷部より上の脚柱が0.5~2.2°傾斜した。上部工は橋軸直角方向に30~100mm程度ズレ、アンカーバーおよびその端横桁取付け部に損傷を受けていた。橋脚の復旧は、RC・鋼板併用工法を採用した。また、上部工の復旧は、端横桁の

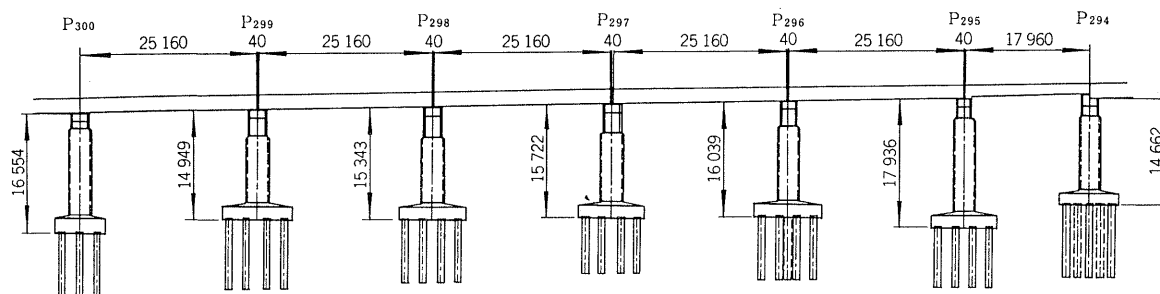


図-18 復旧後の橋梁側面図

改築とともに、桁の連結化と免震化を行って各橋脚への上部工慣性力の分散と低減を図った。

5.2 連結構造

上部工の平面位置が橋脚に対して大きくズレたのは、アンカーバーとその端横桁取付け部が損傷を受けたためである。このため、既設端横桁を撤去して新設することとし、これを生かして図-19のような連結構造を採用した。この連結構造は、床版位置に緩衝ゴムを挟み、桁端部同士をPC鋼線で締め付けて連結するものである。活荷重による主桁の断面力は連結前の単純桁と同じであり、連結部には回転変形による角折れが生じる。このため、連結部に図-19に示すような埋設ジョイントを設置し、角折れによる舗装のひずみを緩和した。

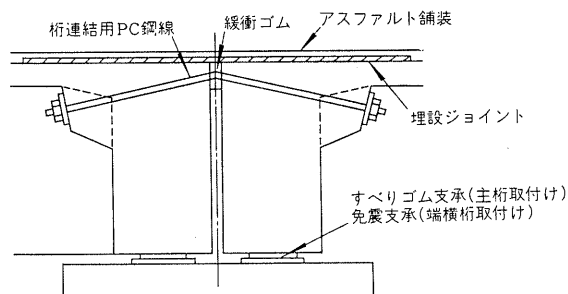


図-19 床版ヒンジ連結工法の模式

5.3 免震構造

1) 免震化による慣性力の低減

連結化に際し免震支承を適用し、地震時上部工慣性力を各橋脚に分散させるとともに、低減化を図った。連結前後の支承条件を図-20に示す。本橋はもともと6連の単純桁であり、6基の橋脚で地震時上部工慣性力を受け持っていたが、両端の橋脚が支持する隣接橋梁の支承条件が可動であることから、7基の橋脚に地震時上部工慣性力を分散させることとした。ここで、P-294、295橋脚では路下の制約条件がなく、橋脚補強工事が容易であることから、これに作用する慣性力は当初設計より大きくなってよいものとした。震度法レベルでの各橋脚に作用する上部工慣性力を表-6に示す。また、橋軸直角方向地震に対し本橋梁区間の偏心橋脚における橋脚補強が過大とならないように、橋軸方向のみならず全方向に免震設計を行った。ただし、震度法レベルまではサイドブロックにより桁の橋軸直角方向変位を拘束し、ジョイントプロテクターとしての役割を持たせた。

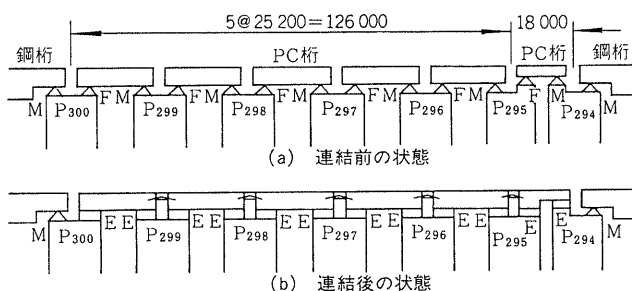


図-20 連結前後の支承条件

表-6 震度法レベルでの橋軸方向反力分散結果

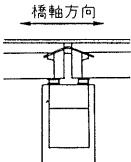
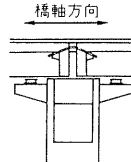
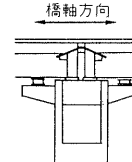
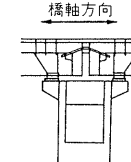
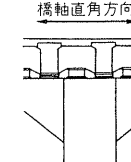
	P294	P295	P296	P297	P298	P299	P300
当初設計	0	97.5	153.2	159.6	164.8	178.8	200.7
連結後							
標準支承	87.1	150.7	170.7	175.8	194.7	222.9	139.9
改造支承	134.6	117.3	153.3	155.4	170.0	195.2	215.6

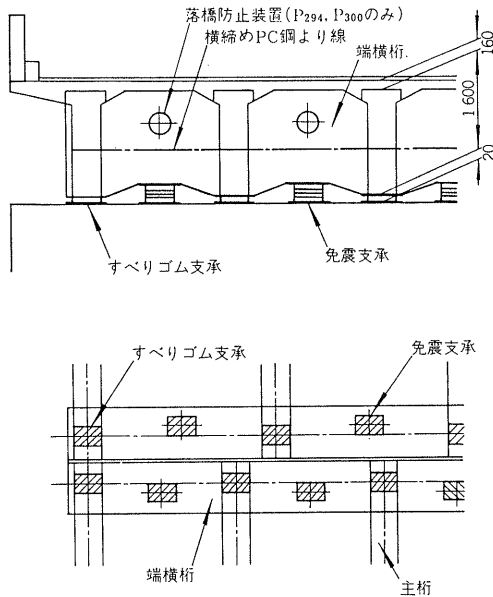
注) 標準支承：阪神高速道路神戸線の復旧に用いる免震支承
改造支承：標準支承の水平ばねを調整した免震支承

2) 免震支承の適用手法

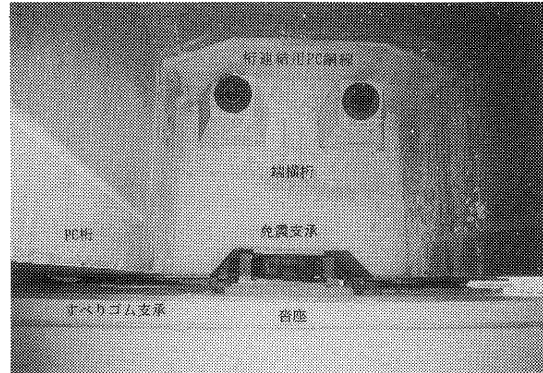
既設PC桁への免震支承の適用手法について検討した結果を表-7に示す。このうち、

表－７ 免震支承の適用手法の比較

		①	②	③	④	⑤
適用	免震ゴム支承 すべりゴム支承	既設支承位置	咨座前面 ブラケット		端横桁前面	端横桁下面
機能	水 平 力	な し		免震ゴム支承	既設支承位置 免震ゴム支承	免震ゴム支承
	鉛 直 力	免震ゴム支承	免震ゴム支承	すべりゴム支承	すべりゴム支承	すべりゴム支承
適用 模 式 図						
		適用 模 式 図				
特 徴		・路面高が高くなる。 ・主桁への取付けは難しい。	・ブラケットに鉛直反力を取らせることは信頼性に問題がある。 ・活荷重たわみにより連結部の桁端部が上がりやすい。	・活荷重たわみにより免震ゴム支承に鉛直反力が導入され、すべりゴム支承が浮き上がるおそれがある。	・端横桁はRC構造であるため上部工慣性力に対して抵抗できないことから、免震ゴム支承の取付けが床版下面となる。	・端横桁の改築が必要となる。 ・免震支承の取付けが確実であるため、構造上信頼できる。



図－21 免震支承の模式

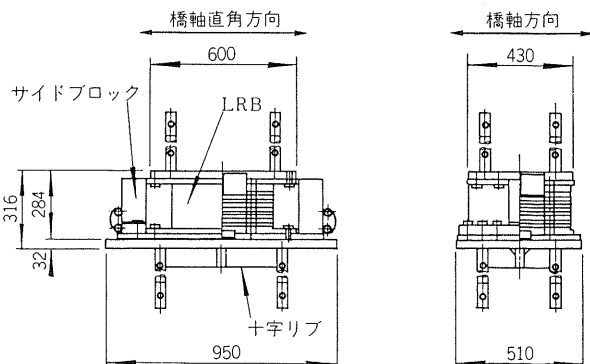


写真－６ 支承の設置

本橋では端横桁を改築することから、⑤（端横桁下面に免震支承を設置）が適切と考えた。⑤の模式図および取付け後の写真をそれぞれ図－21および写真－6に示す。この方法では、地震時の上部工慣性力を端横桁に取付けた免震支承が受け持ち、死活荷重による鉛直反力を主桁に取付けたすべりゴム支承に受け持たせている。

3) 免震支承

使用した免震支承は図－22に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）であり、平面形状は端横桁に取り付けやすい矩形とした。免震支承はすべりゴム支承の設置後に取り付けるため、免震支承には死荷重による鉛直反力は作用しない。しかしながら、活荷重載荷時に免震支承が鉛直反力を受け持てば、すべりゴム支承の鉛直反力が減少して



図－22 免震ゴム支承の構造

端横桁に想定していない断面力が発生する可能性がある。この問題を避けるために、免震支承の頂部に圧縮剛性の小さいゴム層を重ね合わせることで、免震支承には鉛直反力をほとんど受けもたないようにした。また、上部工慣性力に対しては、せん断キーにより端横桁から免震支承に直接伝達できるようにした。

4) すべりゴム支承

既設の簡易パット支承の高さは非常に低く、すべりゴム支承の必要高さを確保するために桁を30mm程度上げる必要があった。すべりゴム支承は図-23に示す形状で、すべり面はステンレス板とフッ素樹脂

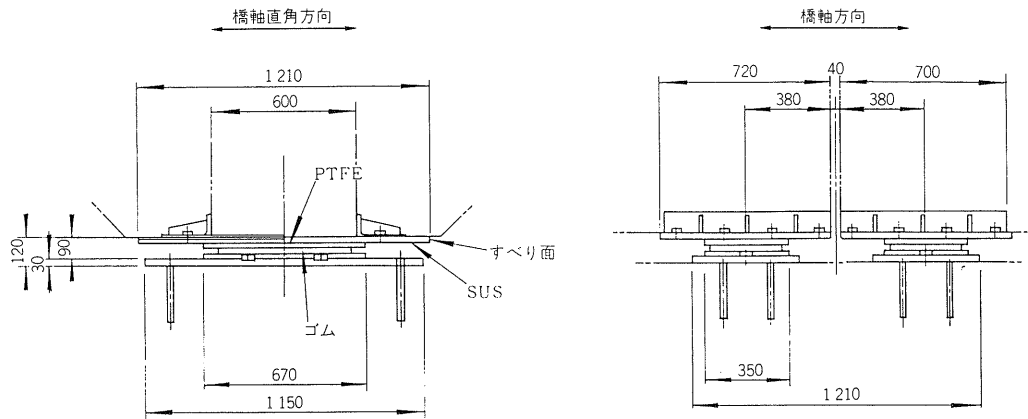


図-23 すべりゴム支承の構造

(PTFE) からなり、すべり時に微小な摩擦が発生することで減衰性が付加される。しかし、地震時には上下動や桁のたわみ振動を伴うこと、摩擦面が経年変化することなどを考慮すると、摩擦減衰を設計に見込むことは妥当とは考えられず、これを考慮しないものとした。すべりゴム支承の上承の平面寸法は、今回のような大地震時において桁が任意方向に移動しても、桁が逸脱することがないように決定した。

6. あとがき

阪神道路公団におけるPC橋梁の新技術として、新猪名川大橋、奥山橋、唐櫃橋、味泥高架橋の4つの事例を紹介した。本報告が、今後のPC構造物設計・施工の参考となれば幸いである。最後に、貴重な助言、御指導をいただきました関係の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 鳥谷越・奥田・横山・山内：新猪名川大橋の設計と施工，橋梁と基礎，1997.10.
- 2) 山口・富田・西田・酒井：奥山橋の計画と設計，プレストレストコンクリート，1997.3.
- 3) 吉川・金治・西森・宇野：阪神高速神戸線味泥地区のPC橋の復旧，橋梁と基礎，1996.11.

PCコンポ橋の設計・施工について

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会技術部会

部会長 野村 貞 広

副部会長 林 下 敦

部会委員 西 尾 浩 志

同 山 根 隆 志

同 岩 本 久 信

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術次長 石 川 善 信

1. はじめに

「PCコンポ橋」は、一般に道路橋示方書などでは、「PC合成床版タイプのPC合成げた橋」と呼ばれている形式の合成げた橋の愛称であり、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下PC建協と記す）が省力化・コスト縮減に対応した橋梁として新しく取りまとめたものである。

平成6年12月、「公共工事の建設費の縮減に関する行動計画」が建設省から策定・発表された。行動計画ではわが国と諸外国の現状を分析した上で、建設費の縮減に関する諸施策について策定している。縮減策としては①資材費の低減②生産性の向上③技術開発に分類し、さらに設計から維持管理までを含めたトータルコストでの検討が喚起された。一方、PC建協では、以前から生産性の向上、省人化・省力化およびコスト縮減を目標に技術開発を行い、PC構造物の開発改良などの提案を行ってきた。橋梁の分野では、JIS規格、建設省標準設計などを利用することにより合理的で経済的な構造物の設計・施工が可能となっている。行動計画をうけた更なる建設費の縮減については、PC建協内に「コスト縮減委員会」を設け、設計・施工を含めた全般的な取り組みを行うこととした。ここでの課題の一つとして、道路橋の中では施工実績がもっとも多いポストテンション方式のプレキャストけた橋について、視点を変えた省力化・コスト縮減方法について検討を行ってきた。

また、PC建協では多様化する時代のニーズに対応すべく、各種のPC構造物の設計・施工に関する研究開発に積極的に取り組み、建設省との共同研究や高速道路調査会への研究委託などが継続的に実施されている。プレキャストげた橋に関連した建設省土木研究所との共同研究としては、「プレキャストブロック橋の設計法に関する研究」「高強度コンクリートの設計法に関する研究」「コンクリート橋の設計施工の省力化に関する研究」などがあり、PCコンポ橋などのPC合成げた橋の設計の合理化、施工の省力化についても現在研究を継続中である。

PCコンポ橋はこのような背景のもとで提案された橋梁のひとつであり、平成8年度の建設省試験フィールド制度に適用され、実橋での技術的な検証が行われた。また、平成9年3月に策定された新しい行動計画の具体的な施策としても示され、平成9年度の建設省特定技術活用パイロット事業にも登録されている。平

成9年9月にPC建協では、建設省土木研究所との共同研究「コンクリート橋の設計施工の省力化に関する研究」の成果に基づき、「PCコンボ橋—PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）設計・施工マニュアル（案）」を発刊し、本形式の橋梁に関する基準の整備と普及を図ることとしている。

ここでは、PCコンボ橋についての理解を深めるために、国内外におけるPC合成げた橋の概要、PCコンボ橋の特長、前述のマニュアル（案）での特有の事項、設計施工事例について記述する。また、参考としてPCコンボ橋に関連した共同研究の概要を紹介する。

2. PC合成げた橋の概要

PC合成げた橋は、プレキャストPCげたを架設した後に、場所打ちコンクリート床版またはプレキャスト床版とPCげたとがずれ止め鉄筋（ジベル鉄筋）によって結合され、主として活荷重に対して主げたと床版が一体となった合成断面として抵抗する橋梁である。この形式は、床版を場所打ちコンクリートで施工するため、複雑な道路線形や縦横断勾配に対処しやすいこと、プレキャストの主げたを軽量化しやすいこと、床版の連続化が容易なこと、などの特長を有している。

2.1 国内での実績

昭和27年に竣工した東京駅6、7番ホームにはプレテンションげたを用いた合成床版橋が施工された。日本のPC草創期から現在まで数多くのPC橋が施工されてきたが、国内でのPC合成げた橋の施工実績は比較的少ない。PC建協のまとめによると、最近5年間に施工されたポストテンション方式のPC橋のうちプレキャストげたの占める割合は件数で約50%工事金額では約35%となっているが、プレキャストげた橋に占める合成げた橋の割合は、件数で5%工事費で10%程度に留まっている。これは従来、場所打ちコンクリート床版部の吊り支保工や型枠の施工が煩雑であったことなどによるものと考えられる。

合成げたの研究は昭和30年代後半から行われ、昭和42年には高速道路調査会で「プレストレストコンクリート合成桁設計要領（案）」がとりまとめられ、その後高速道路を中心に標準化され採用されてきた。わが国の合成げた橋の標準的な断面構成は図-1に示すようなものであり、主げたは上フランジ幅が比較的小さいI形断面、床版は下面にハンチのある場所打ちの鉄筋コンクリート構造となっている。また、ずれ止め鉄筋は主げたの上フランジ部の上面および側面にも埋め込まれて配置されている。

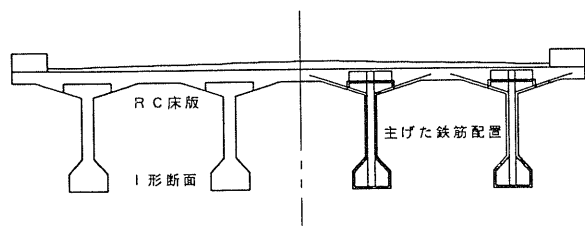


図-1 日本のPC合成げた橋断面構成

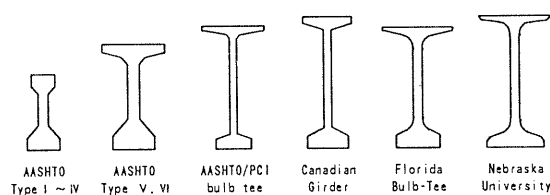


図-2 北米のプレキャストPCげた

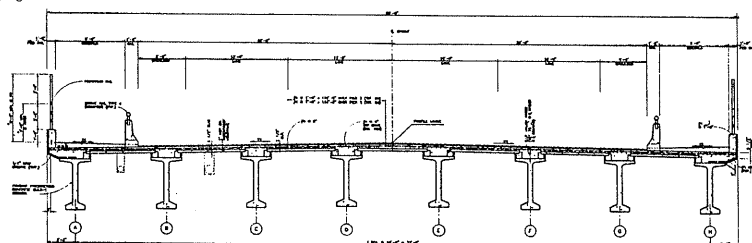
2.2 海外での状況

欧州や北米諸国においては、プレキャストげたを用いる橋梁では場所打ちコンクリート床版とすることが多く、PC合成げた橋の利用頻度はかなり高い。図-2は、アメリカにおけるAASHTOの標準断面であり、いずれも主げた上面に場所打ちコンクリート床版を施工する形式の合成げた橋となっている。断面形状は、上フランジが狭いI形断面から上フランジが広くて薄く、下フランジ幅が大きいバルブT形断面（bulb tee：球根）まであり、支間長や幅員により選定されている。州によってはさらに形状や使用する材料強度を変えて標準断面としているところもある。床版には、コンクリート製の埋設型枠を用いるのが一般的である。また主げたはプレテンション構造とする場合が多く、けた長が30mを超えても一般道路で運搬されている。また、プレテンション方式とポストテンション方式を併用した主げたも数多く施工されている。

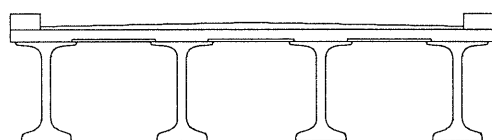
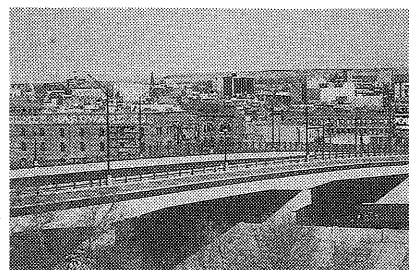
ヨーロッパでも同様な形式の合成げたが多く用いられているが、ドイツでは隣同士の主げたの上フランジが接するように架設することにより、型枠を用いることなく床版コンクリートが施工できる形式の合成げたが標準化されている。プレキャスト主げたの上フランジ幅は2.4 m程度、先端部の厚さはわずか8 cmとなっている。主げたを架設した後、けた間（上フランジ先端部）にブリキ板を設置して場所打ちコンクリートの漏れを防ぐこととして、コンクリート板などの埋設型枠は一切使用していない。PC鋼材はプレボス併用であり、中間横げたは省略されている。

イタリアやトルコなどの高速道路建設におけるプロジェクトでは、大型のU形断面を用いた合成げた橋が施工されている。U形断面の幅は2～3 m程度とし、主げた間の型枠を省略するために上縁部を張出し形式としたU形断面の主げたも用いられている。PC鋼材はプレテンション方式としており、現地にプレテンションアバットを施工し、主げたを製作する例が多いようである。合成げた橋に用いられる他の断面形式としては、ホロー桁（中空断面）、主にイギリスで開発されたプレテンション方式のMビーム（逆T断面）、Yビームなどがあり、25 m程度の短支間長の合成げた橋に使用されている。

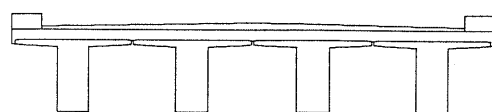
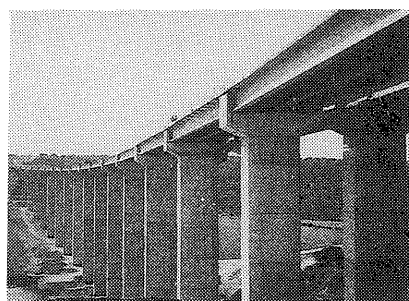
また、PC合成げた橋の横げたについては、中間部では省略される事例が数多く見受けられ、支点部の横げたも全て省略された橋梁も施工されている。海外における合成げたの代表的な横断面形状と写真を図-3に示す。



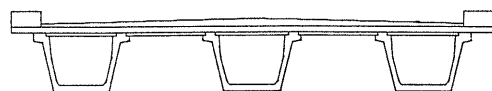
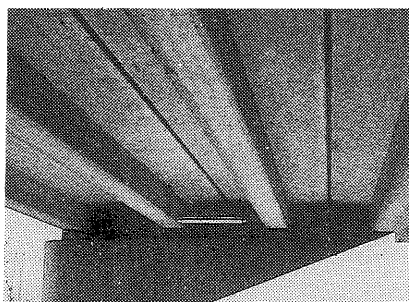
a. バブルT連続合成げた橋(アメリカ)



b. バブルT連続合成げた橋(スペイン)



c. T形連続合成げた橋(ドイツ)



d. U形連続合成げた橋(トルコ)



図-3 海外のPC合成げた橋の断面構成

3. PCコンポ橋の概要

ポストテンション方式のけた橋については、50 m以下の中小支間においてはプレテンション方式やポストテンション方式のプレキャストげたが利用されることが多い。従来のわが国の合成げた橋については、道路線形への対応が容易であるものの、床版型枠の組払いや鉄筋の加工・配置の煩雑さなど現場での制約が多く、また比較的けた高が高く施工中は不安定になりやすく、施工機械も大型になるなどの理由によりあまり普及しなかったと考えられる。また、わが国では1～2径間程度の小規模橋梁の需要が多いこと、道路状況から重量物（長大物）の運搬が厳しく規制されていること、高温多湿の気候条件など、新しい形式の合成げた橋の導入にあたっては配慮すべき事項が多い。

PCコンポ橋は、支間20～50 m程度の道路橋を対象に、主げたをプレキャストセグメント工法で製作し、床版はプレキャストPC板を使用してPC合成床版としたPC合成げた橋である。現場作業の省力化を図り、主げたおよび横げたの少数化によって合理的な構造とすることを目指している。また、安全な施工、建設廃材や環境公害の低減、床版の耐久性の向上などのメリットがあり、あわせて建設コストの縮減が実現できるものである。PCコンポ橋の特長と対応を図-4に、構造概要を図-5に示す。

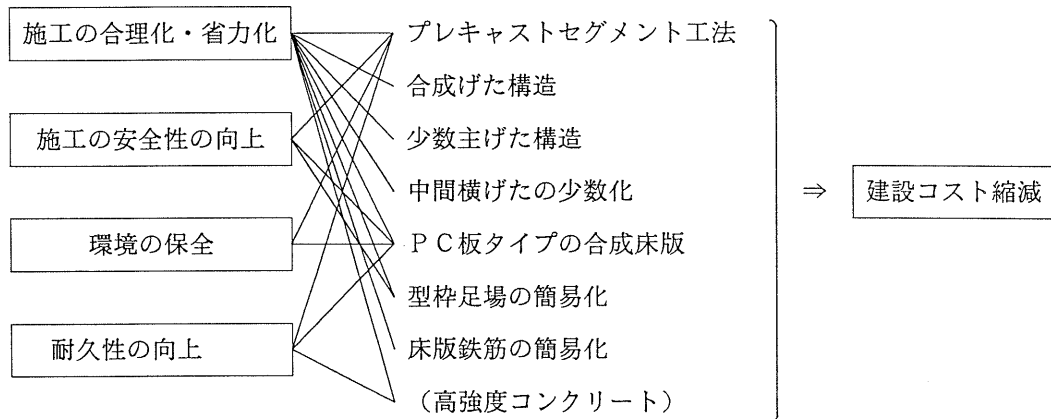


図-4 PCコンポ橋の特長と対応

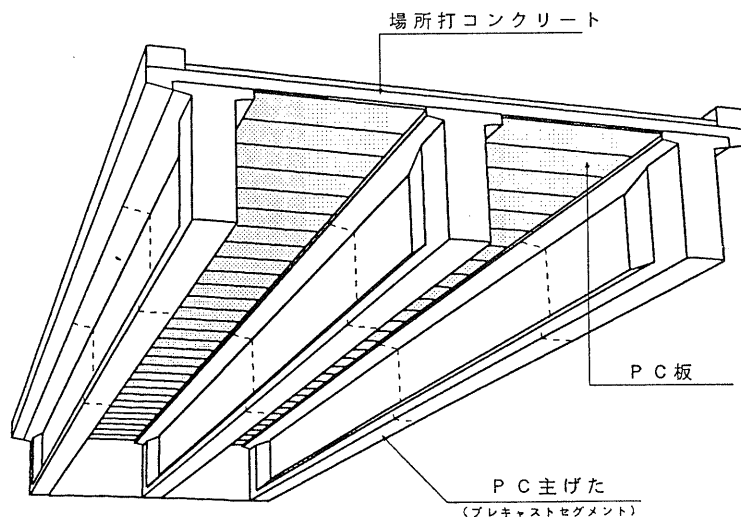


図-5 PCコンポ橋の構造概要

4. PCコンポ橋の設計

4.1 設計一般

PCコンポ橋は、PCげたとPC合成床版とがずれ止めによって結合され、けたと床版が一体となった合成げた道路橋であり、設計においては通常の合成げたとしての検討を行うほかに、床版についてはPC合成床版としての設計を行う必要がある。平成8年12月発刊の道路橋示方書・同解説(以下道示と記す)Ⅲコンクリート橋編では、「9章合成げた橋」で新たにPC合成床版タイプのPC合成げた橋が規定された。PCコンポ橋の設計は、基本的に道示の基準に従って照査することができる。一般的な設計項目を以下に示す。

1. 設計条件

構造条件、材料強度および許容応力度、設計諸数値の設定

2. PC合成床版の設計

床版の曲げモーメントの計算、PC合成床版の設計(中間部)、PC板の設計
支点断面の設計(RC床版)、橋軸方向の設計(RC床版)

3. 断面力の計算

格子構造モデルの作成、荷重強度の計算、断面諸数値の計算

主げたと床版のクリープおよび乾燥収縮の差、温度差による断面力の計算

構造系の変化に伴うクリープ発生断面力の計算*

4. 主げたの設計

PC鋼材の配置および応力度計算、断面諸数値の計算、プレストレスの計算

曲げ応力度に関する検討(荷重による応力度、材令差による応力度、合成応力度)

引張鉄筋の計算、曲げ破壊安全度の照査

セグメント継目位置の検討、セグメント運搬時の検討、接合キーの設計

せん断応力度、斜引張応力度の照査、斜引張鉄筋の計算

接合面の設計(せん断応力度、ずれ止め鉄筋の計算)

5. 連結部の設計*

有効断面の計算、連結部断面の応力照査(RC構造)、横締プレストレスの計算

6. 中間横げたの設計

断面諸数値、プレストレスの計算、曲げ応力度の照査、曲げ破壊安全度の照査

7. 支点横げたの設計

断面諸数値、プレストレスの計算、曲げ応力度の照査、曲げ破壊安全度の照査

地震時水平力に対する設計(落橋防止構造、変位制限構造)

注) 下線部はPCコンポ橋特有の事項、 *) 連結構造の場合のみ

4.2 PC合成床版の設計

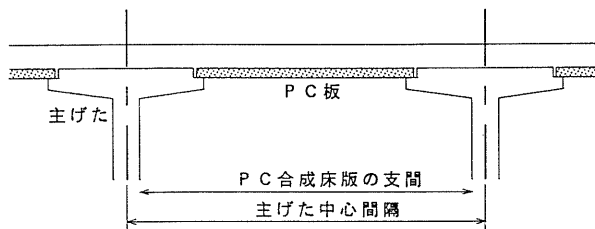
(1) 一般

PCコンポ橋の床版は、主げたを架設した後のけた間にPC構造のコンクリート板(PC板)を敷設し、その上に鉄筋を配置した場所打ちコンクリートを打設して施工する。場所打ちコンクリート硬化後は、PC板と場所打ちコンクリートが一体となった合成断面で外力に抵抗することより、PC合成床版と呼ばれる。PC板の設計については4.3で記述するが、合成床版としての一体性を確保するため、上面部に凹凸を設けたPC板を床版支間方向に隙間なく並べる。また、場所打ちコンクリートには補強鉄筋を配置するとともに、その厚さをPC板の1.5倍以上とすれば、PC合成床版は一体のスラブとして挙動することが確認されており、道示の床版の規定に従って設計することができる。

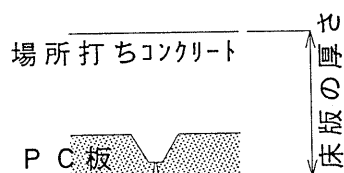
(2) 床版の支間および設計曲げモーメント

PC合成床版の支間は、主げたに直角方向の純支間とする（図－6 参照）。設計曲げモーメントは、この支間を用いて道示Ⅲ5章に規定された算定式により求める。床版支間の最大値は、床版支点部がRC構造であるため、4.0mとしている。場所打ちコンクリートにPC鋼材が配置され、PPP構造あるいはPC構造として設計できる場合は、支間が4.0mを超える床版の設計も今後は可能であると考えている。

また、道示Ⅲ5.4.1の床版厚さの規定については、PC板を含んだ合成床版の全厚で考えて良い（図－7 参照）。これは、RC床版と同条件で設計したPC合成床版について輪荷重走行疲労試験を行ったところ、RC床版に比べ格段の疲労耐久性を有していることが実証されており、PC板継目部の場所打ちコンクリート厚さで規定しなくてよいことが確認されたためである。



図－6 PC合成床版の支間



図－7 PC合成床版の厚さ

(3) 曲げ応力度の照査

床版支間中央断面では、PC板および場所打ちコンクリートの自重に対してはPC板で、橋面死荷重および活荷重に対しては合成床版を抵抗断面（ヤング係数比を用いて断面換算）として曲げ応力度を算出する。合成床版下縁（PC板下縁）の合成曲げ応力度は引張応力度が生じないように設計する。

合成床版支点断面では、主げたの上フランジ部を加えた断面を用いて鉄筋コンクリートの応力計算を行う。鉄筋の許容引張応力度は、床版としての許容引張応力度に200 (kgf/cm²)の余裕を持たせて設計する。

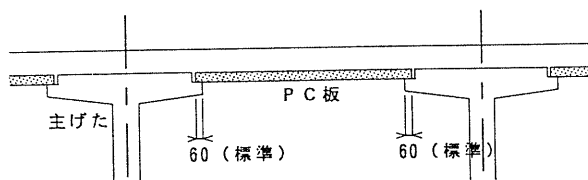
橋軸方向およびPC板支持部（PC板端部）では、場所打ちコンクリートのみ有効とした鉄筋コンクリートの応力計算を行う。この場合鉄筋の許容引張応力度は、床版としての許容引張応力度に200 (kgf/cm²)の余裕を見込まずによいこととした。これは、従来の鉄筋コンクリート床版に比べPC合成床版の疲労耐力が極めて大きいこと、場所打ち床版のみ有効とした断面がPC合成床版の耐荷力に大きく影響しないことによるものである。

なお、道示Ⅲ5章床版によると、鉄筋コンクリート床版に使用するコンクリートの設計基準強度は240 (kgf/cm²)以上となっているが、本構造においては耐久性の確保や横組構造との関連から、床版および横げたに用いる場所打ちコンクリートの設計基準強度は300 (kgf/cm²)以上のコンクリートを用いることとした。

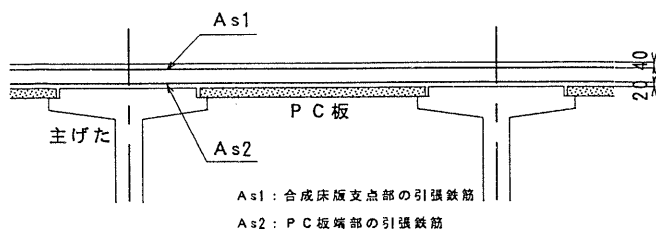
(4) 構造細目

PC板のかかり長さ（図－8 参照）は、両端とも6cm以上を標準とし、特別な場合でも3cmより短くしてはならない。これは、PC板の落下防止に必要な長さやPC板の製作誤差および主げたの架設誤差などを考慮して定めたものである。

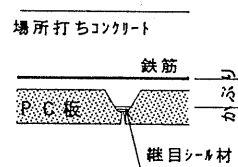
場所打ちコンクリート部に配置する鉄筋は、D13～D22の鉄筋を図－9のように配置する。鉄筋の中心間隔は10cm以上かつ30cm以下とし、床版支点部の引張主鉄筋の配置間隔は、PC合成床版の厚さを超えてはならない。また、場所打ちコンクリート下側の床版支間方向にも鉄筋を配置する。鉄筋の最小かぶり厚は3.0cmとするが、PC板上面に配置する鉄筋については図－10のかぶり厚を確保するものとする。



図－8 PC板のかかり長さ



図－9 床版部の鉄筋配置

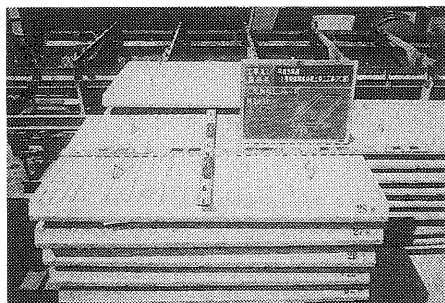


図－10 PC板継目部のかぶり

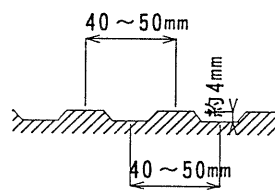
4.3 PC板の設計

(1) 一般

PC板は、場所打ちコンクリートと一体となって合成床版としての機能を満足するばかりでなく、場所打ちコンクリート硬化前は型枠および支保工としての役割を担うものでなければならない。板の厚さは、PC板の継目部の対荷力や取り扱いの容易性からできるだけ薄くすることが望ましいが、PC鋼材のかぶり確保や製造精度の維持などから7cm以上の厚さとしている。また、合成床版として一体化させるため、場所打ちコンクリートと接するPC板の上面に床版支間方向の凹凸を設けている（写真－1、図－11参照）。PC板はプレテンション方式の工場製品として製造される。



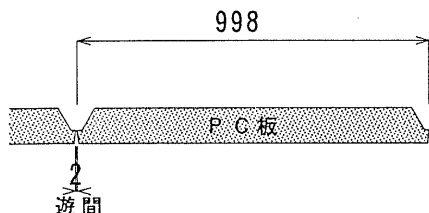
写真－1 プレキャストPC板



図－11 PC板上面の形状の例

(2) PC板の形状および配置

PC板の断面形状は、図－13に示すものを標準としている。PC板の厚さは7cmを最小厚として床版の設計計算から必要な床版厚さを決定する。PCコンポ橋の主げた形状を用いた場合の標準的なPC板の厚さは表－1のようである。PC板の幅は1.0mを標準とし、最小でも0.5m以上とする。これは、現場における取り扱いの容易性、不陸や据え付け誤差の吸収、施工荷重に対する耐荷力の確保などから定めたものである。



図－13 PC板の断面形状

表－1 床版厚さの標準（B活荷重）

床版支間長 (m)	PC板の厚さ (mm)	合成床版厚さ (mm)
2.5	70	240
3.0	80	250
3.5	100	310
4.0	110	330

PC板の配置は、主げたに直角に敷設すること原則とし、斜橋の場合は端部のPC板で調整するものとする（図－14）。また、横げた部のPC板の配置は図－15に示すように、横げたに載せないように設計する。

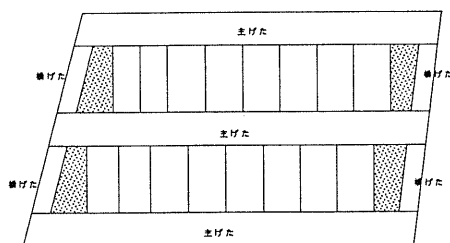


図-14 斜橋のPC板の配置

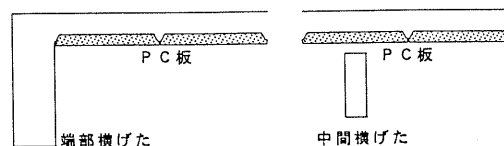


図-15 横げた部のPC板の配置

(3) PC板の設計

PC板は、自重および施工時の作業荷重や場所打ちコンクリートの荷重に対しても安全なように設計する。作業荷重は、作業員やコンクリート打ち込み用器具などの重量で、一般に $350 \text{ (kgf/m}^2\text{)}$ としてよい。この際の曲げモーメントは、PC板のかかり長さの半分をPC板の両端からそれぞれ引いた長さの支間を有する単純はりとして算定する。橋面荷重や活荷重に対しては合成床版として曲げ応力度を算出し、PC板の合成応力度が許容値を満足するように設計しなければならない。PC板の合成応力度は、施工時および設計時とも引張応力度が生じないように、プレストレスを算定する。

また、厚さの薄いPC板に有害な変形や応力が生じないように、導入プレストレス力およびPC鋼材の偏心量を制限することが望ましい。設計ではプレストレス導入直度のPC板の応力度を次のように制限するのがよい。

- 1) 導入プレストレスによるPC板の軸圧縮応力度は、 $100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ 以下とする。
- 2) 導入プレストレスとPC板自重による合成応力度について、PC板の上下縁の応力度の比率は $3/5$ 以上とする（大きい側を分母とする）。

(4) 構造細目

PC板の構造例を図-16に示す。プレストレスが均一に導入されるようにPC鋼材は分散して配置する。PC鋼材と直角方向にはコンクリート断面積の 0.2% 以上、PC板端部では 1.0% 以上の用心鉄筋を配置する。これは、PC鋼材の定着による引張応力の発生やPC板の横曲げなどに対処するためである。

PC板同士が接する側面部は、継目部の密着性や場所打ちコンクリートとの付着性状などを考慮してテーパをつけた形状としている。

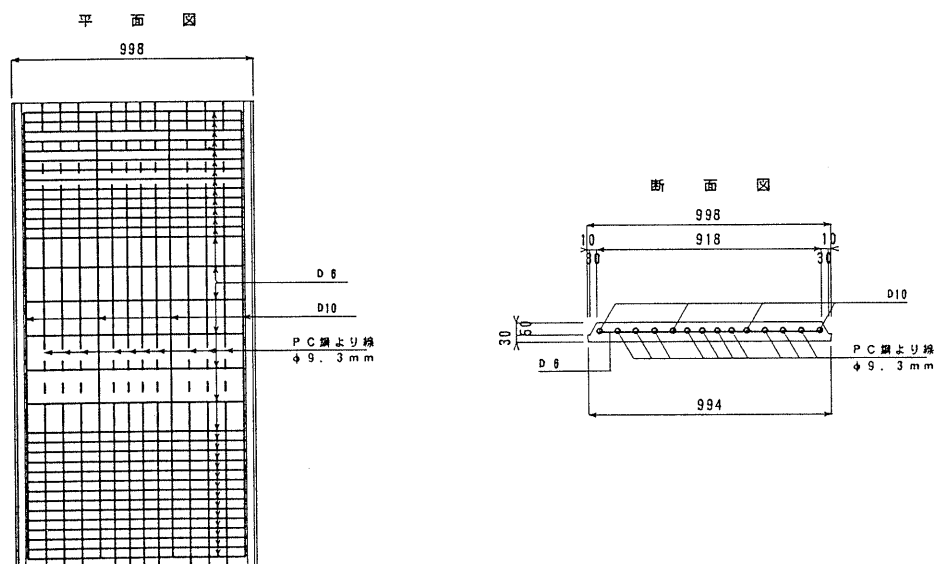


図-16 PC板の構造例

(1) 一般

(2) 主げた断面および合成げたの有効断面

Technical drawing of a T-shaped cross-section of a concrete slab. The drawing includes the following dimensions and labels:

- Top flange width: 1300
- Top flange thickness: 90
- Web width: 220
- Web height: 70
- Bottom flange width: 700*
- Bottom flange height: 250
- Top flange section widths: 540, 220, 540
- Bottom flange section widths: 240, 240
- Overall height: H
- Labels: H: けた高 (Total height), t: P C 板厚 (Concrete slab thickness)
- Note: * : 桁高制限の場合 (In the case of span height restriction), は広げて良い (It is good to widen it)

支間長 (m)	けた高 (m) - 桁間隔3.10m (○)	けた高 (m) - 桁間隔3.75m (□)
2.5	1.92	1.80
3.0	2.00	2.18
3.5	2.30	2.68
4.0	2.58	3.00

使用 PC 鋼材：12S12.7B : 12S15.2B

図-18 けた高一支間の関係（参考）

(3) 曲げ応力度の照査

合成応力度を検討する施工段階は、**図-19**に示す各段階で行う。

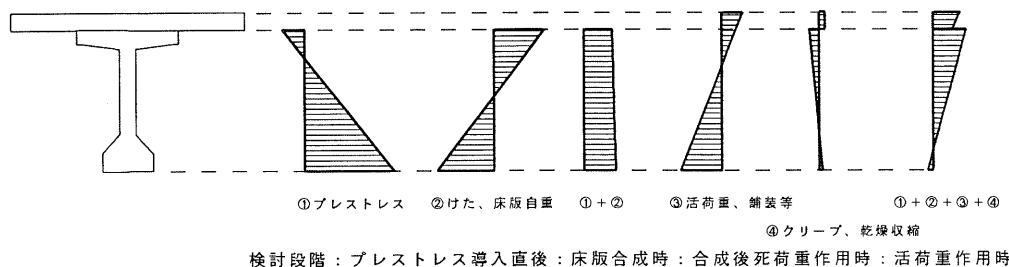


図-19 合成げたに生じる曲げ応力度

クリープおよび乾燥収縮差による断面力は、道示III 9.2(2)解説に示された算定式により求める。これらは Mattock の方法に基づいて導かれたものである。算定式の誘導は「道路橋設計便覧」(道路協会)に詳しく記載されているので参照されたい。以下に道示IIIの算定式を示す。

① コンクリートのクリープ差により生じる断面力

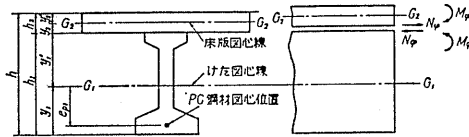


図 1.46 断面形状寸法および断面力

$$N_p = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P(B(y_1 e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}) + M_{d1}(C - B y_1)]$$

$$- \frac{K}{C^2 - BF} M_{d1}(C - B y_1)$$

$$M_p = -\frac{K'}{BF - C^2} [P(C(y_1 e_{p1} - r_{c1}^2) - F e_{p1}) + M_{d1}(F - C y_1)]$$

$$- \frac{K}{BF - C^2} [M_{d1}(F - C y_1)]$$

ここに、 $B = 1 + m$

$$C = y_1 - m y_2$$

$$F = y_1^2 + r_{c1}^2 + m r_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$m = \frac{E_{c1} \cdot I_{c1}}{E_{c2} \cdot I_{c2}}$$

$$K = \frac{\varphi_{\infty}}{1 + \varphi_{\infty}}$$

$$K' = \frac{\varphi_t}{1 + \varphi_{\infty}}$$

φ_t = 床版を合成してから後のクリープ係数。

P = PC 鋼材の引張力 (断面力を算出する時点におけるクリープ、レラクセーションおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量を考慮しなければならない。プレストレスを与えてから合成するまでに3か月以上経過する場合は、レラクセーションは終了したものとして扱うことができる (kg))

② コンクリートの乾燥収縮差により生じる断面力

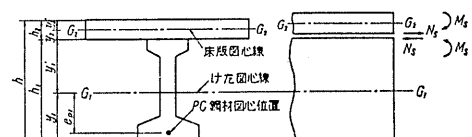


図 1.47 断面形状寸法および断面力

けたと床版の結合面に作用する軸方向力および曲げモーメント

$$N_t = \epsilon_t E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \cdot \frac{1}{1 + \varphi_{\infty}}$$

$$M_t = \epsilon_t E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \cdot \frac{1}{1 + \varphi_{\infty}}$$

ここに、 ϵ_t : けたと床版の乾燥収縮差 (そのほかの記号は①を参照)

M_{d1} = けたの死荷重により生じる曲げモーメント (kg・cm)

M_{d2} = 場所打ち床版の死荷重により生じる曲げモーメント (kg・cm)

A_{c1} = けたの断面積 (cm²)

I_{c1} = プレキャストけたの断面 2 次モーメント (cm⁴)

$$r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$$

E_{c1} = けたのヤング係数 (kg/cm²)

A_{c2} = 場所打ち床版の断面積 (cm²)

I_{c2} = 場所打ち床版の断面 2 次モーメント (cm⁴)

$$r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$$

E_{c2} = 場所打ち床版のヤング係数 (kg/cm²)

(4) けたと床版の結合

結合部の設計は道示III 9.3によって結合面のせん断応力度を算出し、許容せん断応力度をこえないようにずれ止め鉄筋を配置する。

$$\tau_{ba} = 3.8 + 38 \cdot P \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}$$

τ_{ba} : 結合面におけるコンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

P : 結合面の面積に対するずれ止め鉄筋比

σ_{ck} : 床版コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

結合面のせん断応力度は、合成断面に作用するせん断力から計算するものと、乾燥収縮差や温度差によるひずみ差から合成けたの自由縁に発生するもの (図-20参照) がある。

$$\tau_b = 2 \cdot N_{T \cdot S} / (a \cdot b)$$

τ_b : 結合面に生じるせん断応力度

$N_{T \cdot S}$: 温度差などによって結合面に作用する軸方向力

a : 主げた間隔または支間長の1/10の小さい値

b : 結合面の幅

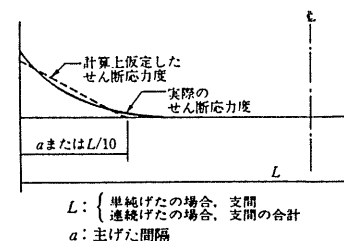
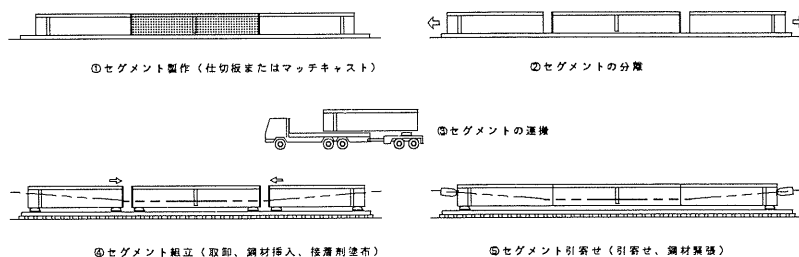


図-20 温度差などによる結合面に生じるせん断応力度

ずれ止め鉄筋の最小鉄筋量は、主げたと床版の結合面積の0.2%とする。結合面に突出したスターラップやフランジ鉄筋などをずれ止め鉄筋とみなしてもよい。なお、ずれ止め鉄筋の最小量は結合面の凹凸や仕上げ状況に影響するものと考えられ、さらに低減できる可能性もある。

(5) プレキャストセグメントの設計

プレキャストセグメント工法は、1本の橋げたをいくつかのセグメントに分割したものを工場などで製作し、架橋地点に運搬してセグメント接合面に接着剤を塗布し、プレストレスを与えて一体化する工法である。



プレキャストセグメント桁の施工手順

セグメントの大きさは、製作場所から架橋地点までの運搬条件、積載重量制限、架設条件などによって決定される。セグメント継ぎ目の位置は、作用断面力が最大となる断面を避けるのがよい。一般に、プレキャストけたのセグメント分割は、支間中央での継ぎ目を避けて奇数個とし、1セグメントの重量を30t以下として設計する。

1) 継ぎ目部の設計

① セグメントの接合面は、けたの軸線に直角に設ける。接合面には2箇所以上の接合キーを配置する。

② 曲げ応力度の照査

- ・設計荷重作用時およびプレストレス導入直後において引張応力度を生じさせない。
- ・活荷重を割増した荷重状態において、許容曲げ引張応力度以下に制限する。

$$\text{主げた引張部} \quad \sigma_0 + 1.7 \sigma_L \leq \sigma_{ba}$$

$$\text{主げた床版部} \quad \sigma_0 + 1.7 \sigma_{LS} + 0.5 \sigma_k \leq \sigma_{ba}$$

ここに、 σ_0 : 活荷重以外の主荷重による応力度

σ_L : 活荷重による応力度

σ_{LS} : T荷重による床版下縁の応力度

σ_k : 活荷重による床版下縁の応力度

σ_{ba} : 継ぎ目部の許容曲げ引張応力度 (コンクリート設計基準強度500の場合で30kgf/cm²)

③ 接合キーの設計

- ・プレキャストけたの接合キーは鋼製接合キーを用いる。
- ・架設時および終局荷重作用時について、接合キーのせん断応力度を制限値以下とする。

$$\text{架設時} \quad : \quad S_T / A_R \leq \tau_a \quad (\text{SS400相当で1000kgf/cm}^2)$$

$$\text{終局荷重作用時} \quad : \quad (S_k - S_{pf}) / A_R \leq \tau_a \quad (\quad \quad \quad 2400\text{kgf/cm}^2)$$

ここに、 A_R : 鋼製接合キーの面積

S_k : 終局荷重作用時のせん断力

S_T : 架設時の作用せん断力

S_{pf} : プレストレス力の摩擦によるせん断抵抗力

$$(\quad = W/2 \text{ or } S_d - \sum P_{ti} \sin \theta_i) \quad (\quad = 0.3P_e \cos \theta / N)$$

2) セグメント運搬時の検討

① セグメント吊上げ時および運搬時の曲げ引張応力度を制限する。この時の曲げ引張応力度は、セグメントの全断面を有効として算出して良い。

(kgf/cm²)

吊上げ時、運搬時の圧縮強度	250	300	400	500
制限値	20	22	25	28

② セグメント吊上げ時および運搬時に引張応力が生じる断面には、引張鉄筋を配置する。

$$\text{引張鉄筋の面積} \quad A_s \geq T_r / \sigma_{sa}$$

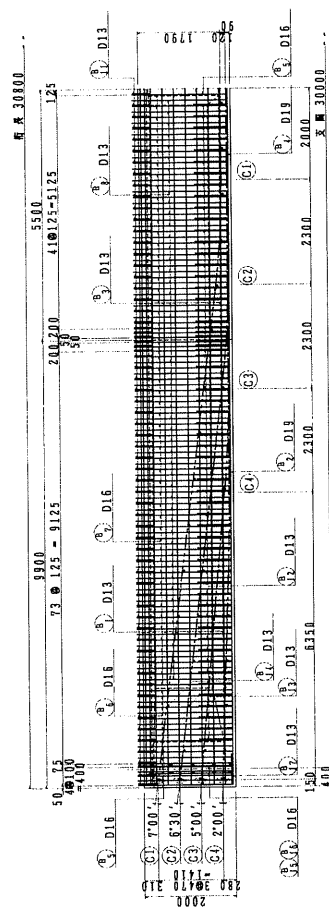
ここに、 T_r : 断面に生じる引張応力の合力

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (25割増し)

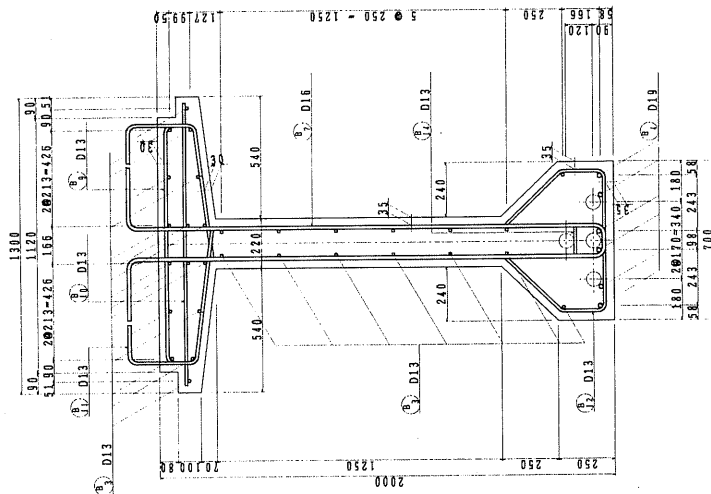
(6) 主げた構造の設計例

P Cコンポ橋の主げた構造の設計例を参考として図-21に示す。

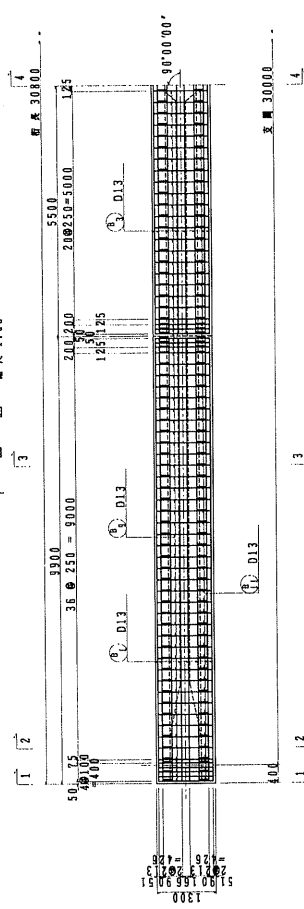
側面図 縮尺 1:50



断面詳細図 縮尺 1:10



平面図 縮尺 1:50



断面図 縮尺 1:30

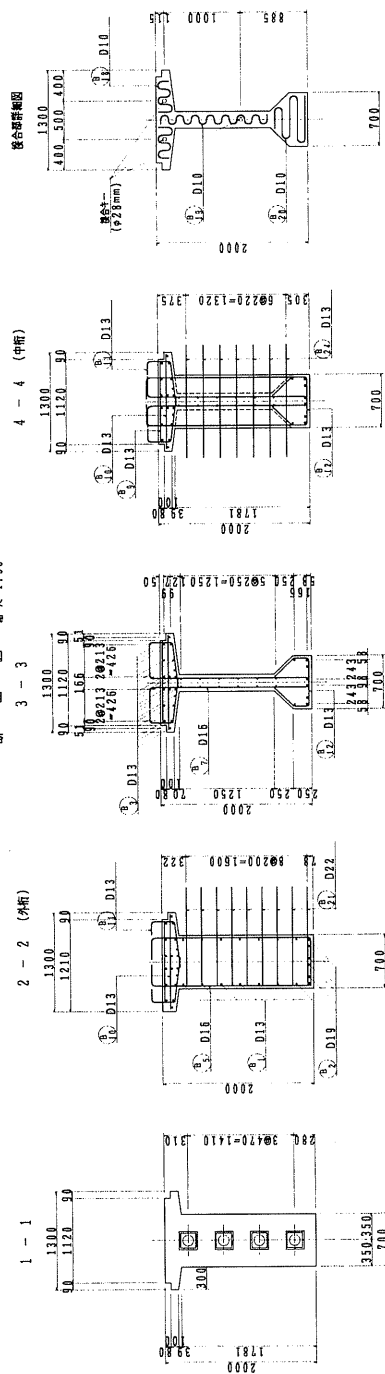


図-21 主げた構造図 (参考例)

4.5 横げたの設計

(1) 中間横げたの設計

中間横げたは主げたの荷重分配性能の向上や床版に有害な変形を生じさせないため、適切な間隔で設ける。一般に中間横げたは支間中央に配置することが最も効果が大きく、多本数設置してもその効果はほとんど変わらない。PCコンポ橋では、中間横げたを支間中央に一箇所配置することを標準としている。PC橋の場合、主げたの剛性が大きく床版部分の荷重分配効果も期待できることから、今後の技術的な検証によっては中間横げたを省略できる可能性もある。この場合、床版部に与える影響を十分把握して検討する必要がある。

中間横げたにはPC鋼材を配置し、PC構造として設計する。なお、中間横げたとPC合成床版は一体化させないで、図-22に示すような空間を設けるものとする。

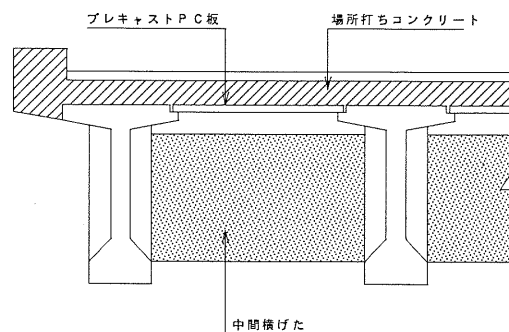


図-22 中間横げたの形状

(2) 支点横げたの設計

支点横げたは、横げた上を通過する車両荷重、主げたから伝達される断面力に対して所用の安全度を有するように設計する。また、地震時において、落橋防止構造や変位制限構造から伝達される大きな水平力に対しても、安全度の照査を行わなければならない。支点横げたにもPC鋼材を配置して、PC構造として設計する。

5. PCコンポ橋の施工

5.1 施工手順

PCコンポ橋の一般的な施工手順を図-23に示す。主げたは、工場で製作するプレキャストセグメント工法と、現場で製作する一体ものがある。また、床版は工場製作のPC板を主げた間に並べ、その上に場所打ちコンクリート床版を施工するものである。

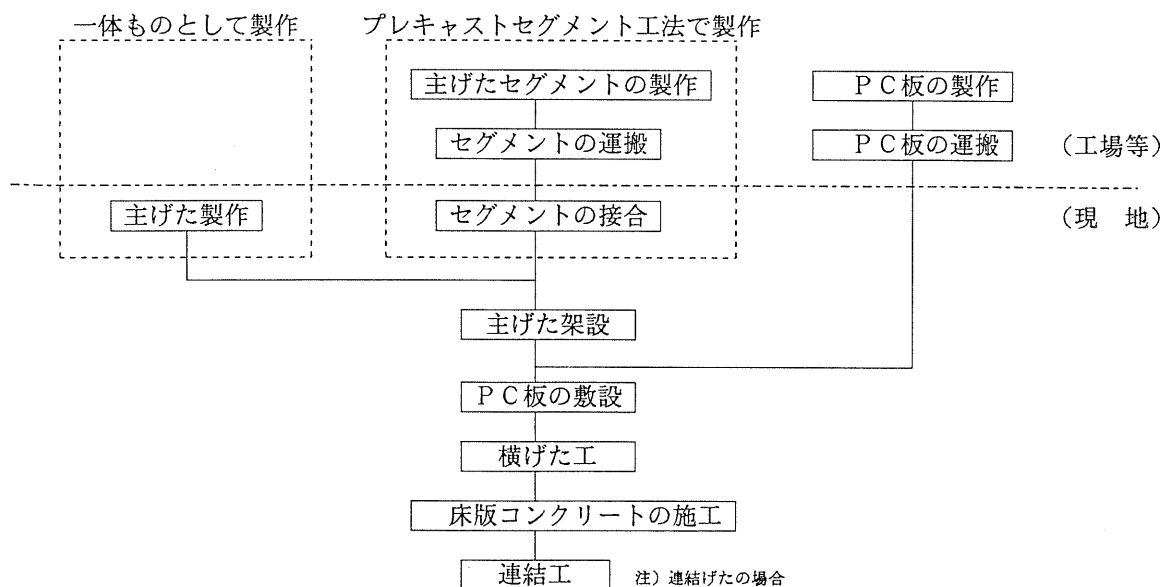


図-23 PCコンポ橋の一般的な施工手順

5.2 主げたの製作

(1) 一般

主げたの製作は、プレキャストセグメント工法による場合と1本ものの製作による場合の二通りの方法につ

いて、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などを確保する。

「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編17章施工」および「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針4章施工」－(社)日本道路協会－参照。

(2) プレキャストセグメントの施工

プレキャストセグメントの吊上げおよび運搬にあたっては、部材に有害な応力が生じさせないように行う。

プレキャストセグメントの接合は、セグメント相互の端面、シースおよび接合キーを接合面で正確に一致させ一体化できるように行う。

5.3 主げたの架設

(1) 一般

主げたの架設は、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などが確保されるようにする。

主げたの架設には主に ①トラッククレーンによる架設 ②架設げたによる架設がある。

(2) セグメントの架設

プレキャストセグメントの接合面には接合キーが配置されており、形状が複雑なので欠けやすい。これらが欠けるとせん断耐力の低下や曲げ応力度がみだれるおそれがあるので慎重に架設する。欠損が生じた場合は、欠損の程度によりプレキャストセグメントの補修や取り替えを検討する。また、この場合でも次のプレキャストセグメントの接合に影響を及ぼさないようにする。

(3) 主げたの架設

主げたの横方向の安全性を確認し、主げたを架設する。プレキャストセグメント工法による主げたの接合部には鉄筋が貫通していないので、一般に横座屈に対するじん性が小さい。また、けたが横方向に傾斜すると自重の横方向分力によって引張力が生じるので注意する。横座屈に対して安全率を上げるための方法とけたの傾きによる引張力に抵抗させる方法を以下に示す。

・安全率を上げる方法

- ① 支持間隔を短くする。
- ② 架設用の鋼材を主げたの上フランジ側面などに取り付け、一時的に横方向の剛性を上げる。
- ③ 剛な架設金具などを用いて吊り点までの距離を大きくする。
- ④ 仮設材などを用いて、断面性能を改善する。

・けたの傾きによる引張力に抵抗させる方法

- ① 架設用外ケーブルを主げたの上面あるいは上フランジ側面に取り付け、プレストレスを導入する。
- ② 引張力に相当する仮設鋼材を取り付ける。

ただし、支持間隔を短くした場合やプレストレスを導入する場合は、主げたの応力度が許容値を満足していることを確認する。また、架設中および仮置き中の安定性と安全性についても検討し、必要により補強する。

5.4 横げたの施工

(1) 一般

横げたの施工にあたっては、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などが確保されるように、鉄筋およびPC鋼材の配置、型わくの取り付け、場所打ちコンクリートの打設、プレストレッシング、グラウトの施工などを行う。

(2) 足場工

作業用足場は施工中に作用する荷重の最も不利な組み合わせに対して、十分な強度と安全性を有するものとする。作業足場には墜落防止設備と落下物防止設備を設けるものとする。

中間横げた施工用の一般的な作業用足場の参考例を図－24に示す。

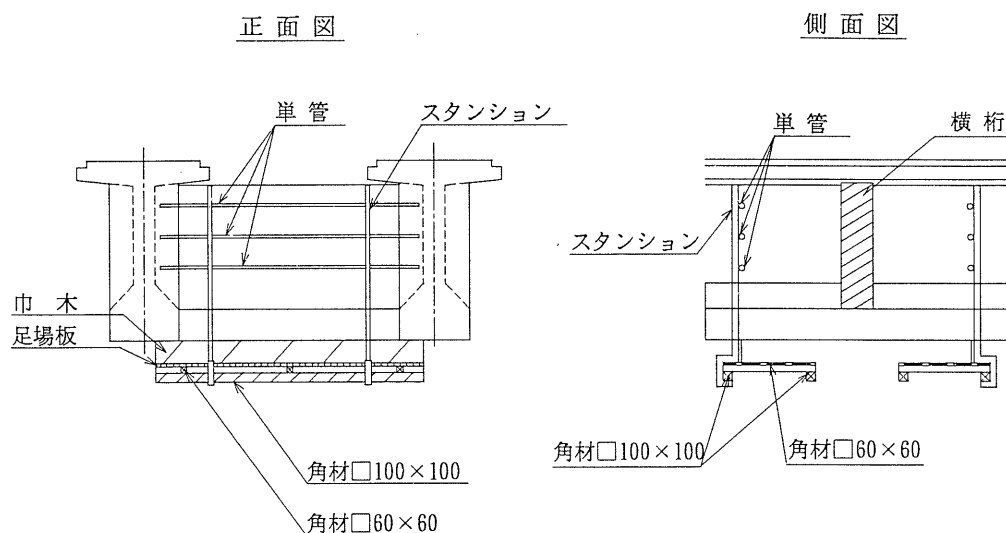


図-24 中間横げた足場参考例

5.5 PC板の製造

(1) 鋼材の配置

鋼材は、所定の位置および方向に正しく配置する。PC板は比較的薄肉部材であるため、鋼材の配置誤差が部材の性状に及ぼす影響は大きい。緊張材を配置する際に、高さ方向の誤差が大きいと、プレストレスによるPC板の応力状態が設計で考えた応力状態と大きく異なるおそれがあるので、緊張材の配置には特に注意が必要である。緊張材を正しく配置するために、緊張材を通す仕切わくを正確に製作しこれを緊張材の支持材とする方法が一般に用いられている。

(2) コンクリート打設および表面仕上げ

コンクリートの打込みの終わったPC板の上面は、まず水平にならしたあとで、適度な凹凸をつける。一般には、PC鋼材の方向に凹凸があり、その間隔は40mmから50mmの範囲内にあり、凹凸の段差は約4mm程度とする。

(3) プレストレッシング

プレストレスを与えるときは、固定装置を徐々にゆるめ、各緊張材を一様にゆるめる。プレストレスを与えときのコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度の70%を下回ってはならない。

(4) PC板の取扱いおよび保管

PC板を仮置きする場合には、PC板に損傷を与えないように注意し、PC板の下面が、地面に接触したり、板がねじれたりしないように、支持材は、板の両端に水平に置くものとする。PC板を積重ねて保管する場合は、支持材を板の端より板の長さの1/10以内の所定の位置に確実に設け、変形を加速することのないように配慮する。

(5) PC板の外観、形状及び寸法の検査

PC板の製造にあたっては、外観、形状および寸法の検査を実施する。PC板は、外観が良く、有害なきず、ひびわれ、ねじれなどの欠陥があってはならない。PC板寸法の許容差は、表-2に示す値とする。

表－２ ＰＣ板の寸法の許容差

区 分	許 容 差
板 の 長 さ	-5mm ～ +10mm
板 の 幅	+5mm ～ -3mm
板の厚さ（凸部）	+5mm ～ -2mm
板の側面の直線性	±3mm
板の端面の直角性	±10mm

PC板の厚さは、測定が容易な凸部で測定するものとする。PC板の上面には凹凸があり、凹凸の段差は4mm程度であるので、凸部でのPC板の厚さは、平均厚さより2mm程度厚くなる。なお、別の形状の凹凸をもつPC板の場合は、別途に適切な方法で厚さを測定する。

PC板の側面の直線性は、PC板の継目部における間隙からセメントが漏れるのを防ぐために必要である。PC板の側面において、PC板側面の両端を結ぶ直線からの距離で板側面の直線性を規定し、側面上のあらゆる点で、その距離を±3mm以内とした。

PC板の端面の直角性とは、PC板のかかり長さを所定の精度で確保するための規定である。PC板の端面の1端から側面と直行する方向に延ばした線と、他端との距離で規定し、これを±10mm以内とした。

5.6 PC板の運搬および敷設

（１）PC板の運搬

運搬の際には、安全に留意し、PC板に有害な影響を及ぼさないように配慮する。運搬に際しては、PC板とワイヤーが接触する箇所には、当て金（ヤワラ）をはきみ、荷崩れが起きないようにレバブロック等にて緊結するのがよい。

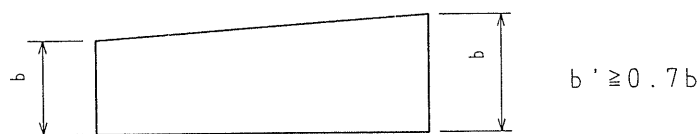
（２）PC板の敷設

PC板は、門型クレーン、またはトラッククレーンなどにより、設計図に示した位置に正しく敷設する。PC板の敷設方法を図－26～28に示す。PC板相互は突合わせて敷設し、計画した箇所から橋軸方向に順次行いPC板の幅未満が調整部分として残る箇所には、調整用のPC板を入れる。

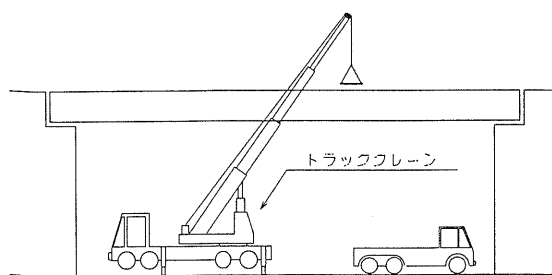
PC板には、排水枅取付け孔などのため開孔する場合には、1枚のPC板に開孔部が集中しないように、またPC板に生じる断面力の小さい場所を開孔する。

直角でない構造物の床版の施工にあたっては、図－25に示す範囲内であれば、PC板を斜めに切断し、梯形状にして敷設してもよい。ただし、梯形状のPC板には開孔部を設けてはならない。

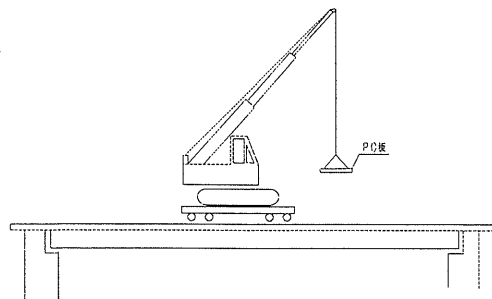
PC板を開孔または切断した付近の場所打ちコンクリート部は、鉄筋で十分に補強する。



図－25 PC板の斜め切断



図－26 トラッククレーンによるPC板の敷設



図－27 クローラクレーンによるPC板の敷設例

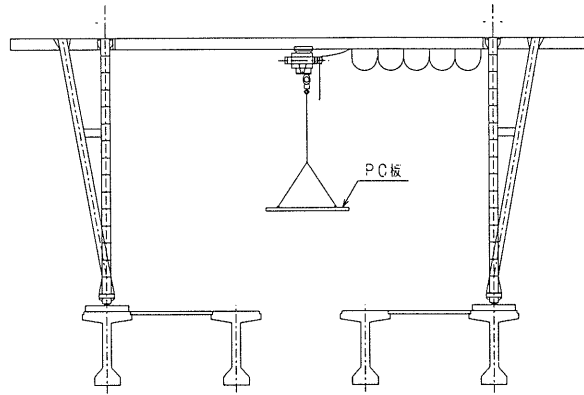


図-28 門型走行クレーンによるPC板の敷設例

(3) ジョイントフィラー工

PCげた上フランジ切欠き部にPC板を敷設する場合には、PC板支持部分の端部にジョイントフィラーを貼り付け、その背部に無収縮モルタルを流し込んで、その上にPC板を据え付ける。

ジョイントフィラーを使用する目的は、PC板とその支持部とのなじみを良くし不陸を調整することと、背部の無収縮モルタルの漏れを防止することにある。ジョイントフィラーは片面に接着剤を塗布したスポンジテープまたは、それと同等の性質を有するものが良い。また、PC板がその上に敷設されても1.0mm~1.5mm程度の厚さを確保できるものが望ましい。ジョイントフィラーとしては、一般に市販されている接着剤付のスポンジテープ(15x10)が、貼付性もよく便利である。

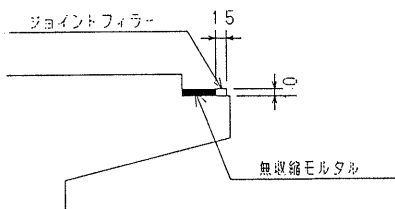


図-29 ジョイントフィラーの貼り付け

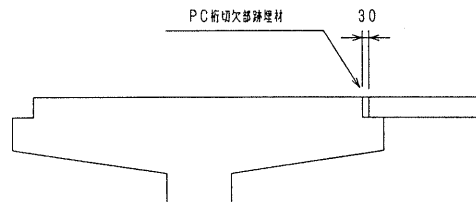


図-30 切り欠き部の跡埋め

(4) 継目工

PC板の継目部には、シール材として無収縮モルタルを使用するものとし、無収縮モルタルの継目部での厚さは、15mmを標準とする。無収縮モルタルの表面は、水平にならした後、粗面となるように仕上げる。

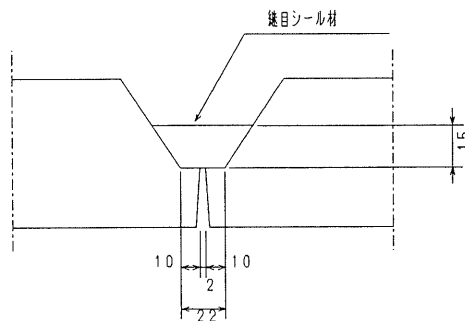


図-31 継ぎ目部シール

5.7 PC合成床版の施工

コンクリート打設前にはPC板表面を清掃して、その後散水を行い表面を湿潤状態にした後、従来のRC床版と同様にしてコンクリートの打設を行う。コンクリート打設時のPC板材齢は、原則として60日以上とする。PC板の材齢が小さいと、PC合成床版が中間支点部で拘束されたことによって生じる不静定力の値が無視できなくなるためである。

参考：張出し床版および地覆作業車

図-32のような作業車を使用した場合、側面の作業足場の省略が可能となる。

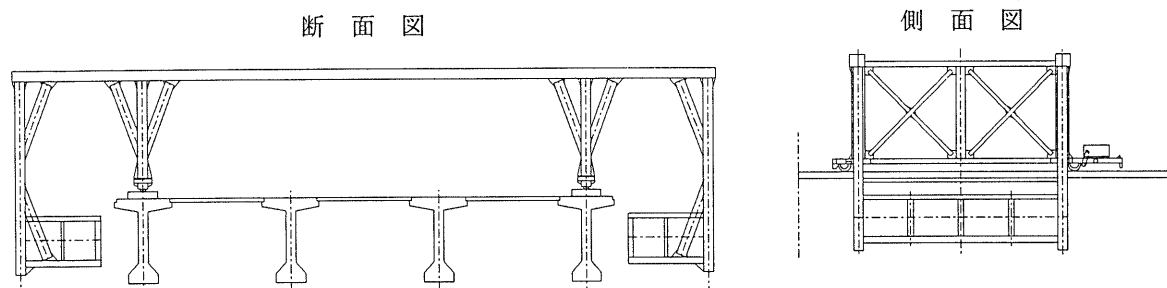


図-32 張出し床版および地覆作業車の例

6. PCコンポ橋の施工事例の紹介

PCコンポ橋は、平成8年度に3橋が建設省「試験フィールド制度」の適用を受けて施工されている。試験フィールド制度は、建設技術開発を推進するために建設省が平成5年度に創設した制度である。制度の概要としては、将来に向けて行政ニーズが高く、現場での技術的検証を通じて完成度を高める必要のある技術を対象に、施工現場を設定し、実大構造物を建設して現場での適応性の検証等を実施することとなっている。また、平成9年度の建設省「特定技術活用パイロット事業」にも登録されており、1橋が完成している。

PCコンポ橋の施工実績は表-3に示す通りであるが、施工事例として2例を紹介する。

表-3 PCコンポ橋の施工実績（国内）

No	橋梁名	路線名	事業主体	構造寸法（m）					備考
				橋長	支間長	有効幅員	構造高	桁間隔	
1	大足坊橋	国道50号 内原ハイパス	建設省関東地方建設局	29.6	28.8	9. +3.5	1.70	2.90	単純、平成8年12月竣工
2	新叔母川橋	草津市道	建設省近畿地方建設局	33.5	32.6	6.75+3	1.90	2.90	単純、平成10年3月架設
3	岡部川橋	国道1号 岡部ハイパス	建設省中部地方建設局	70.6	2@34.4	9.25	1.90	2.80	連続、高強度コンクリート
4	芝崎川橋	高規格127号 富津峠山道路	建設省関東地方建設局	35.0	34.1	11.25	2.58	3.30	単純、平成9年12月竣工

6.1 大足坊橋（だいたらぼうはし）

この橋は、PCコンポ橋として試験フィールド制度が適用された最初の橋梁であり、平成8年12月に竣工した。当初、PCポストテンションTげた橋として計画されていたものを、下部工が完成した後に、かつ縦断線形を変更することなくPCコンポ橋に設計変更したものである。横断面構成の比較を図-33に示すが、主げた本数は7本から5本に減じている。主げたと床版を含めた構造高さは、当初設計のけた高に制限されたため、下フランジ幅が大きい主げた形状となっている。主げたは現地のヤードで製作し、トラッククレーン1台で架設した。施工状況を写真-2～5に示す。

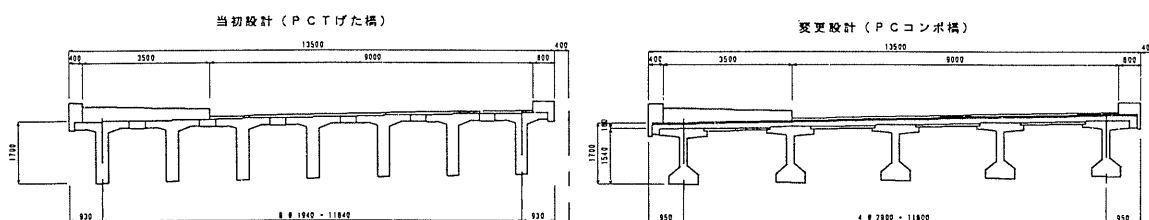


図-33 大足坊橋の横断面比較

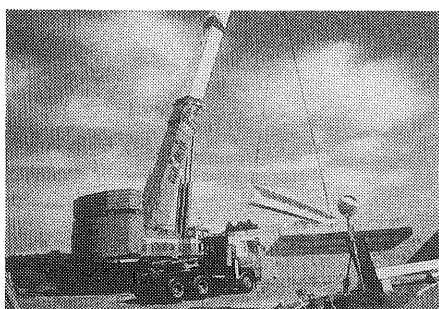


写真-2 主げた架設状況

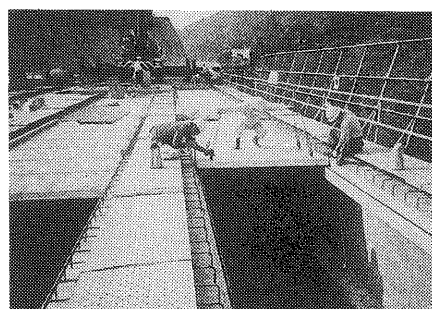


写真-3 PC板の敷設状況

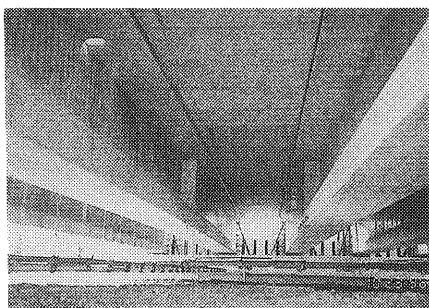


写真-4 けた下面状況

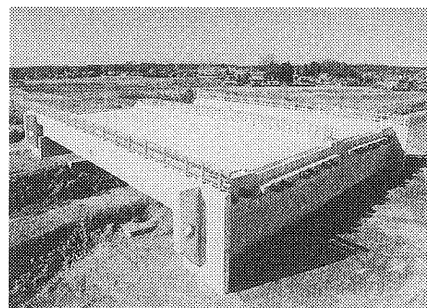


写真-5 完成 (全景)

6.2 岡部川橋（おかべがわばし）

この橋は、一般国道1号岡部バイパス上り線に架かる2径間連結構造のPCコンボ橋である。当初、PCポストテンション単純Tげた橋2連として計画されており、橋脚および橋台とも10年以上前（下り線施工時）に完成している。このため、下部構造の耐震補強工事が必要となったが、できるだけ効率的にかつコストを縮小できるように、以下のような対応策を採用している。

- ① 主げたは連結構造として耐震性と走行性の向上を図る。
- ② 支承は反力分散ゴム支承として、下部構造に作用する水平力を調整する。
- ③ 主げたに高強度コンクリート（設計基準強度600kgf/cm²）を用いて軽量化とけた高制限を図る。
- ④ プレキャストセグメント工法により、工期の短縮、省力化を図る。

横断面構成の比較を図-34に示すが、主げた本数は6本から4本に減じている。主げたのプレキャストセグメントは3分割としてPC工場で製作し、トレーラーで現地に運搬する。主げたは、架設桁（エレクションガーダー）と門型クレーンを使用して1径間ずつ架設する。平成10年1月に主げた架設が終了することとなっている。セグメントの製作状況を写真-6～7に示す。

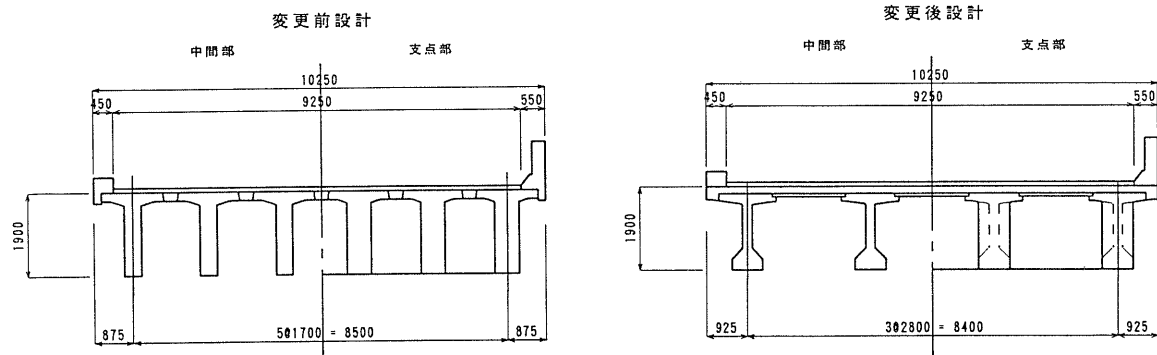


図-34 岡部川橋の横断面比較

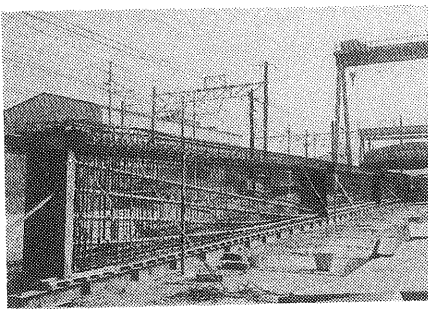


写真-6 主げた鉄筋組立

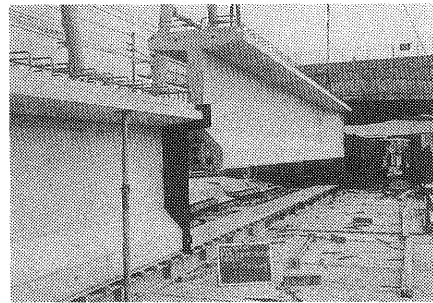


写真-7 セグメントの分離

7. あ と が き

あらゆる分野において建設費のコスト縮減が議論されている。構造物は、その機能性、耐荷性能、耐久性などがまず要求され、これらの性能を満足した上での経済性でありコスト縮減である。また、施工の確実さ、安全性の確保も重要な課題である。結果を急ぐあまりにこれらの要求性能をおろそかにすることがないようにまず心がける必要がある。

P C建協においても、従来あまり議論されることがなかった、在来の工法についても施工方法や材料費について改めて省力化、合理化を追求し建設コストの縮減に努めている。また、今回ここに紹介したP Cコンポ橋ように新しい形式の橋梁についても検討し提案している。

ミニマムメンテナンス、ライフサイクルコストなど維持管理を含めたコスト縮減が要求される今日、鋼橋やコンクリート橋の枠を越えた技術開発が必要であり、具体的には、鋼とコンクリートの利点を生かした構造物が今後益々開発されてくるものと思われる。P C建協としても、このような観点からのコスト縮減策を検討中である。

土木構造物は大きな社会資本であり、100年単位での利用が要求される。我々、建設に携わるものとしては、後世に自信を持って伝えられるような構造物を建設していく必要があると考えている。

<参考文献>

- 1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：P Cコンポ橋－P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）設計・施工マニュアル（案）、平成9年9月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編、IIIコンクリート橋編、平成8年12月
- 3) 土木学会：P C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
- 4) P C合成床版協会：道路橋P C合成床版工法設計施工便覧、平成6年8月
- 5) 西川、神田、澤田：P C Tげた橋の中間横げた省略に関する実験及び解析、土木技術資料、1996年9月
- 6) 建設省土木研究所：プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針（案）、共同研究報告書第130号、平成7年12月
- 7) 建設省土木研究所：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第138号、平成7年11月
- 8) 高速道路調査会編纂：P C合成の実験と理論解析、Portland Cement Association、1960
- 9) 高速道路調査会：プレストレストコンクリート合成桁設計（含施工）要領（案）、昭和42年3月

＜参考＞ PCコンポ橋に関する実験的研究

PC建協では、プレキャストげた橋の省力化に対する取り組みのひとつとして、建設省土木研究所との共同研究を継続的に実施してきた。ここでは、PCコンポ橋に関連する実験的研究の概要について述べる。

1. PC合成床版に関する実験^[1]

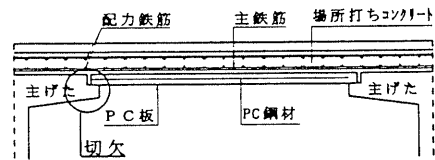
(1) 研究目的

PC合成床版のPCコンポ橋への適用に際して以下に示すような不明確な点が残されていたため、これらを解明するために実験的検討を行った。

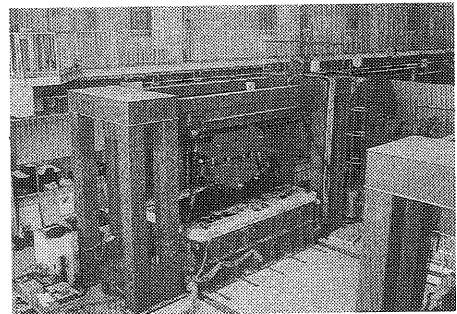
① PC合成床版部は橋軸方向に隣接するPC板継ぎ目位置において、場所打ちコンクリート断面のみで連続しているため、耐久性の面で弱点になる可能性がある。

② 完成系についても主げた上フランジ切り欠き部の耐久性に関して不明確な点が残されている。

③ PC板の支持部となる主げた上フランジ切り欠き部は、PC板の架設後、床版部場所打ちコンクリートの硬化によりPC合成床版が一体化するまでの間、床版自重及び作業荷重はPC板を介し直接切り欠き部に作用するため、施工時の安全性の確認が必要である。



図・参-1 PC合成床版形状図

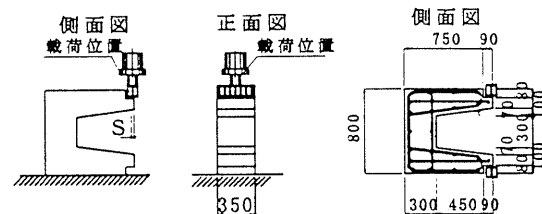


図・参-2 輪荷重走行試験機

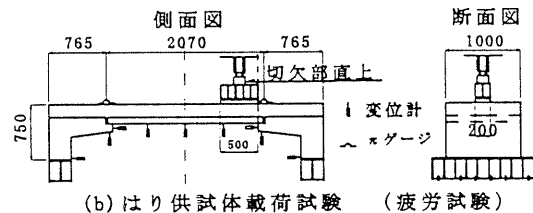
(2) 試験概要

a. 輪荷重走行試験(図・参-1, 2)

供試体はPC合成床版とその比較用としてRC床版の各1体の計2体とした。どちらも実橋における床版支間3mの連続版として設計し、試験供試体は設計曲げモーメントが同程度の床版支間2.5mの単純版として製作し、輪荷重走行試験を行った。PC合成床版供試体は、PC板厚8cm、場所打ちコンクリート厚17cmの計25cm厚である。輪荷重は初期荷重が16tfから走行回数4万回毎に2tf増加させる段階荷重とし、床版破壊まで走行試験を行った。



(a) 切欠部荷重試験 (静的試験)



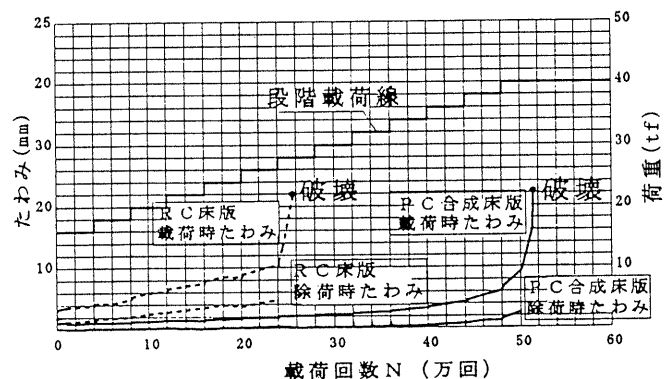
(b) はり供試体荷重試験 (疲労試験)

図・参-3 切欠部荷重試験とはり供試体荷重試験

b. 切欠部荷重試験とはり供試体荷重試験

PC板架設後の施工時を想定した切欠部供試体では、図・参-3 (a) に示すような90×80mmの切欠部にPC板のかかりであるSの寸法を標準60mm、最小25mmとした位置で静的荷重試験を行った。PC板合成後の完成時を想定したはり供試体では、図・参-3

(b) に示す荷重位置で荷重10tfで100万回、それ以後は13.5tfの荷重で200万回まで繰り返し荷重試験を行い、その後、静的に荷重を加えて破壊状態まで荷重した。



図・参-4 段階荷重と床版支間中央たわみ

(3) 試験結果

a. 輪荷重走行試験の結果

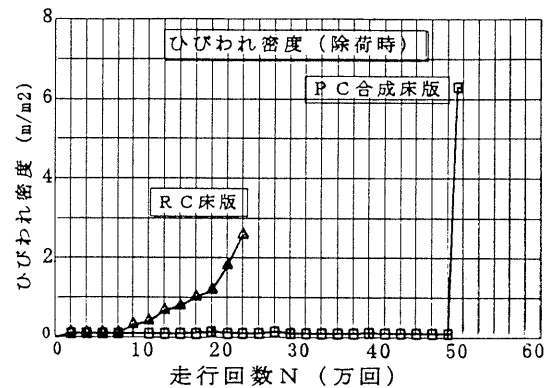
図・参-4に供試体破壊時までの支間中央たわみの進行状況を示す。終局破壊は、RC床版では段階載荷28tf時（走行回数255,596回）、PC合成床版においては段階載荷40tf時（走行回数512,691）に生じ、破壊形態はどちらも押し抜きせん断破壊であった。また、供試体下面のひび割れの計測を行った結果を図・参-5に示す。RC床版は初期載荷時から残留ひびわれ密度の進展が見られたが、PC合成床版は破壊直前までその進展は見られなかった。

PC合成床版の耐久性については、参考のためRC床版のS-N曲線（傾きの絶対値;0.07835）により評価すると、図・参-4の段階載荷と走行回数において一定荷重として破壊に至るまでの走行回数を換算すれば、RC床版に対しPC合成床版は約175倍という計算結果となり、PC合成床版の多大な耐久性が予想される。

b. 切欠部載荷試験の結果

施工時の耐力照査として切欠部載荷試験の結果を表・参-1に示す。施工荷重に対するひび割れ発生時の安全率が8倍以上の耐力を有していることから、切欠部の耐力は問題ないことがわかる。

完成系としての耐力照査のための供試体では200万回の繰り返し載荷を行ったが破壊まで至らず、その後静的載荷により75tfで破壊した。幅1mの供試体に対する繰り返し載荷荷重10tf、13.5tfは、床版の連続性を考慮したFEM解析では、15tf、20tfに相当すること、またコンクリートの静的強度に対する50～60%の疲労限度を考慮すれば、実橋レベルの荷重に対し十分な耐久性を有していると思われる。



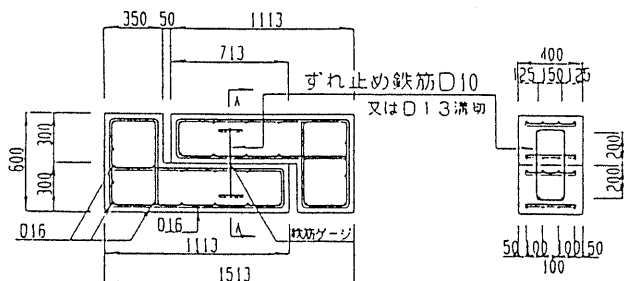
図・参-5 走行回数とひび割れ密度

表・参-1 切欠部載荷試験結果

供試体名 (距離S)	ひびわれ 発生荷重	単位長当 せん断耐力	施工時せん断力	安全率
60 mm	4.200tf	12.000tf	0.995 tf $P=2.04 \times (0.350 + 0.25 \times 2.5) / 2$	12.0
25 mm	3.080tf	8.800tf		8.8

ただし、供試体幅（載荷幅）＝0.350mである。

床版厚 25 cm PC板長 2.04 m
作業荷重 350kgf/m²と仮定する。



図・参-6 プッシュオフ試験供試体

2. けたと床版の結合面に関する実験的研究の概要

現在、本実験は進行中であり、ここでは研究目的と実験の概要についてのみ記述する。

(1) 研究目的

現行の道路橋示方書では、ずれ止め鉄筋量とコンクリート強度をパラメーターとした許容応力度を規定し、ずれ止めの最小鉄筋量を0.2%と定めている（アメリカ、ヨーロッパでは0.12～0.15%）。この規定によると、一般に合成げた端部付近の結合面には多量のずれ止め鉄筋を配置しなければならず、これらが床版鉄筋と交錯して施工性低下の原因となる場合もある。また、構造の合理化などを考えて主げたの上フランジを広くすると、結合面の付着による水平せん断抵抗が増すにもかかわらず、ずれ止め鉄筋も増やさなければならない。本実験ではこれらの点に着目し、道路橋示方書・コンクリート橋編に規定されている「9.3 けたと床版の結合」に関する照査・検討を行う。

(2) 実験概要

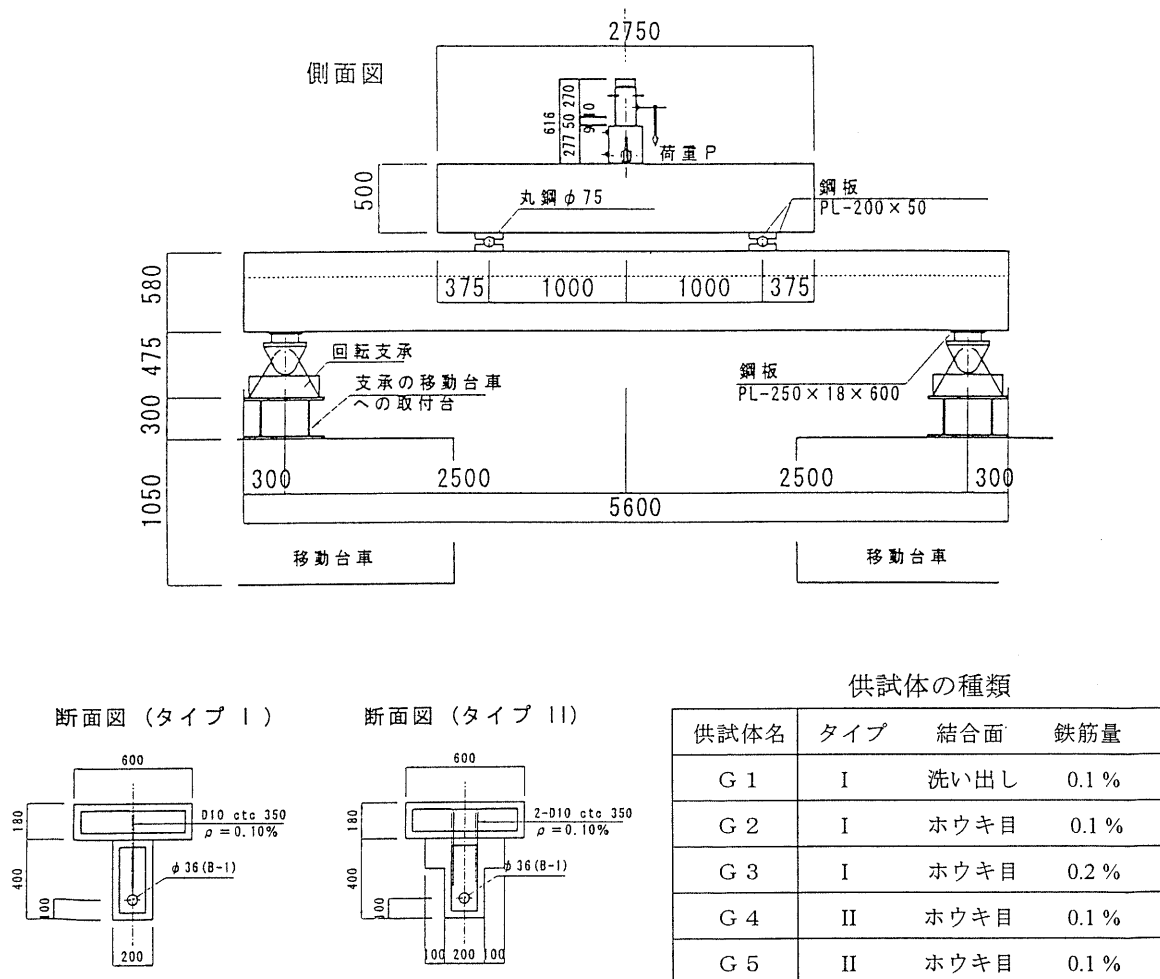
実験は、結合面の仕上げ方法と鉄筋比を変えたプッシュオフ供試体で結合面の純せん断応力度を測定する実験と、プッシュオフ試験の結果をふまえて設計した、けたと床版の結合面を有するはり供試体の載荷実験からなる。

a. プッシュオフ実験

実験のパラメーターとして結合面の仕上げ状態のパラメーターとして金ゴテ仕上げ、ホウキ目仕上げ、洗い出しの3種類、ずれ止め鉄筋量を0.05%、0.10%、0.15%、0.20%とし、図・参-6に示すような供試体を製作し、純せん断が作用するように荷重を載荷した。供試体の結合面に配置したずれ止め鉄筋と供試体表面の結合面位置にひずみゲージを貼り、ひずみを測定した。また、供試体の結合面のずれをカンチレバーゲージで測定した。

b. はり供試体載荷実験

結合面の仕上げ状態、鉄筋量、結合部の幅を変えたはり供試体を製作し、載荷実験を行った。はり供試体の荷重載荷方法と各供試体の諸元を図・参-7に示す。



図・参-7 はり供試体試験計画図

3. PC橋の施工の合理化に関連するその他の実験的研究

(1) プレキャストセグメント継目部の設計法に関する研究^[2]

上部構造（PCTげた橋）の全体系に対する中間横げた省略の影響に着目し、特に荷重分配性能や床版の発生応力度に対する中間横げたの有無の影響を把握することを目的として、大型供試体を用いた載荷試験を行うとともに平面格子解析および立体FEM解析による数値計算をおこなった。

その結果、中間横げたの有無の影響は格子解析やFEM解析による評価が可能であることが載荷実験データとの比較により理解された。また、中間横げたを省力したPCTげた橋では支点反力には大きな相違は生じないが、たわみの分布性状が変化すること等により床版に生じる応力度は増加することが確認された。また、活荷重により床版に発生する曲げモーメントは中間横げたの省力により10%~20%増加し、道路橋示方書の設計曲げモーメント算定式に若干の修正を加えることでこれの適用が可能であることが理解された。また、床版の耐久性向上などの観点から主げたの不等沈下により生じる付加曲げモーメントに対して床版厚の増加による対応措置が有効であることも理解された。

(2) PCTげた橋の中間横げた省略に関する研究^[3]

Tげた橋を対象とした鋼製接合キーを配置した継ぎ目部の純せん断実験および純ねじり実験、箱げたを対象としたコンクリート製接合キーを配置した継ぎ目部のせん断実験をおこなった。この研究成果としてプレキャストセグメント継ぎ目部のせん断、ねじりに対する設計を含む包括的な設計・施工指針(案)が作成された。

<参考文献>

- 1) 西川、内田、管谷：PC合成床版（PC合成げた橋）の耐久性に関する実験的研究、第22回日本道路会議、1998年12月。
- 2) 西川、神田、沢田：PCTげた橋の中間横げた省略に関する実験及び解析、土木技術資料、Vol 38, No. 9, PP. 38-43, 1996年9月。
- 3) 横山、西川、神田ほか：プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計施工指針(案)、建設省土木研究所研究報告書第130号、平成7年7月。

資 料

－資 料－

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

(第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況 *

昭和46年11月

(第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題

昭和48年10月

(第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

(第4回) 最近の P C の動向について

昭和50年11月

(第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題

昭和52年1月

(第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和53年1月

(第7回) プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例 *

昭和54年1月

(第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工

昭和55年1月

(第9回) P C による構造物の補強と P C 構造物の設計・施工

昭和56年1月

(第10回) プレストレストコンクリート技術の現況

昭和57年1月

(第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

昭和58年1月

(第12回) P C 構造物最近の設計例と未来像 *

昭和59年1月

(第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題 *

昭和60年1月

(第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

昭和61年1月

(第15回) 21世紀に向けてのP C技術

昭和62年2月

(第16回) 新しいP C技術とその展望

昭和63年2月

(第17回) 新しい分野でのP Cの活用

平成元年2月

(第18回) 最近のP C技術の動向と話題*

平成2年1月

(第19回) 新たな展開を示すP C構造

平成3年2月

(第20回) P C技術の役割と発展*

平成4年2月

(第21回) P C構造物の供用性と耐久性の向上

平成5年2月

(第22回) 新しいP C技術の実用化

平成6年2月

(第23回) 最近のP C技術の展開*

平成7年2月

(第24回) 高性能なP C構造物をめざして*

平成8年2月

(第25回) 社会基盤とP C構造物*

平成9年2月

(第26回) 新しいP C技術の動向*

平成10年2月

*印はテキスト在庫あり

平成10年1月29日印刷
平成10年1月30日発行

新しいPC技術の動向

頒価 5,000円
(〒500円)

発行者 筒井 武 徳 東京都新宿区津久戸町4番6号

印刷者 井 上 一 次 東京都文京区本郷1-22-6

印刷所 株式会社 東京プリント 同 上

発行所 豊 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521
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
