

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

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

諸外国における P C 橋梁設計・施工の発展	1
------------------------------	---

(第 9 回 FIP ストックホルム大会セミナー報告)

(株)日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司

P C 構造物の設計基本 — 考え方	19
--------------------------	----

東北大学工学部 教授 尾 坂 芳 夫

耐久的な P C 構造物構築のための注意点	39
-----------------------------	----

首都高速道路公団 第二建設部部长 小 村 敏

全 工務部設計技術課課長補佐 秋 元 泰 輔

全 東京保全部設計課課長補佐 杉 浦 征 二

(社)プレストレストコンクリート建設業協会建築部会長 木 下 日出男

P C 建築構造物の新しい設計法について	61
----------------------------	----

京都大学工学部 教授 六 車 熙

最近施工された P C 橋	77
---------------------	----

国鉄構造物設計事務所 主任技師 石 橋 忠 良

全 補 佐 小 須 田 紀 元

全 補 佐 中 原 繁 則

諸外国におけるPC橋梁設計・施工の発展

(第9回FIPストックホルム大会PC橋梁設計施工セミナー報告)

1. 架設工法の発展

過去数年間における施工法上の発展について特別新奇なものは認められないが、現在使用されている各種施工法の改良点は数多く認められる。例えば押し出し架設工法の改良及び片押し架設方法についての或る種の発展、仮斜吊り材による架設法或いは仮設桁上でのプレキャストセグメント配置による架設法の発展等については注目すべきものがある。またいくつかの注目すべき橋梁が河川に平行に支保工上で造られ、これを回転して架設する方法も開発されている。

1.1 押し出し架設

製作台上でコンクリート打ちされた上部構を押し出して架設する方法は比較的新しいものであって1965年Leonhardt教授がRio Caroniを渡る橋梁建設に最初に適用したものである。数年にしてこの工法は広く利用されるようになり、現在ではこの技術は実用的には確立されたものであるかにみえる。

しかしながらいくつかの改良がこの数年来この架設工法に関してなされてきた。

第1のものは、押し出し工法に興味を有する建設業者は新らしくコンクリート打ちされた各区分ごとに索引用ケーブル連結具を配置せずにすむようにしようとしている。例えばこの解法としてG. T. M. 社によって開発されたものは、コンクリート大梁上を自動的に移動する装置を置いて、押し出しを進める設備を実現した。

押し出し架設工法の重要な問題は順次架設する状態に適応させるためプレストレスの値を増加させることが必要となる点である。押し出し中はほとんど断面図心位置にプレストレス力を作用させる必要があるが、これは完成後使用状態にあって必要な最適緊張材配置形状とはほとんど両立しないものである。タイのSathron橋架設にあたって、支保工上での古典的架設仮定にもとづいて設計されたコンサルタントのケーブル配置を尊重しながら、押し出し架設実施の1つの解法を考案した。この解法では、コンクリート打ち時に配置、緊張される最終配置緊張材に、仮設用緊張材を付加し、この両者によって押し出し作業中は中心軸プレストレス力が作用するようにしてある。この仮設用緊張材の量を少なくするため、スパン中央区間では緊張材をコンクリート断面の外に出しその偏心量を増加させてある(図-1)。

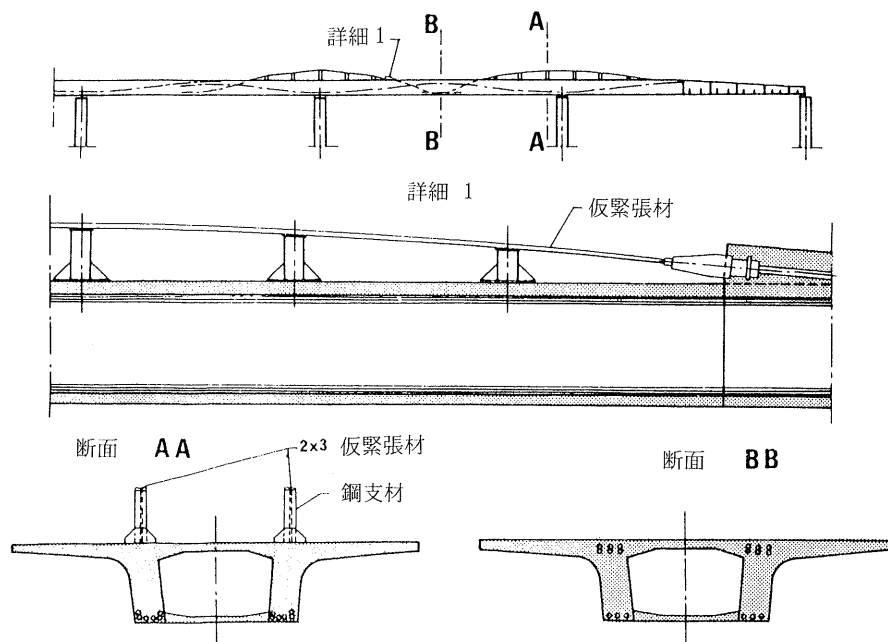


図-1 Sathron 橋緊張材配置

西ドイツでは、押し出し架設は非常に広範囲に用いられている。仮支柱使用によって非常に大きいスパンの箱断面橋梁架設が可能となる。1978年Danubeに架設されたMetten橋は主径間 145 mである。1979年完成のWörth橋はスパンに関する記録であって、108—168—128 mである。仮支柱の使用によって押し出し架設の可否を決定する架設中スパンを 62.50 mに減少させることが可能となった。Wörth橋は今1つの特徴を有している。この橋梁は2つの箱桁からなっているが、仮支柱は1列しか用意しなすむようにするため、上部構を橋軸方向に2分割し、最初にこの1/2上部構を仮支柱を用いて押し出し架設し、横取りしたのち、残り半分を再び同一仮支柱を用いて架設している(図-2)。

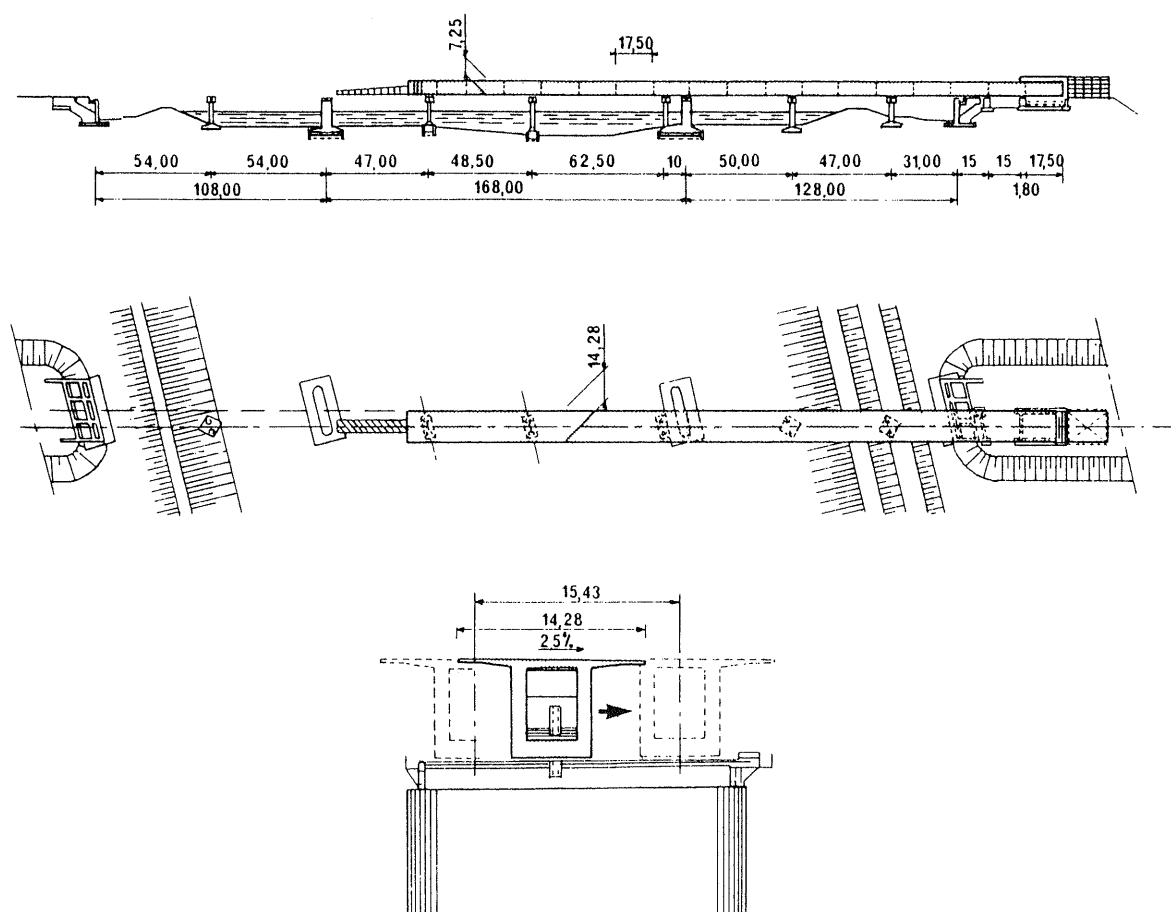


図-2 Wörth 橋の架設法

仮支柱を用いる押し出し架設は斜張橋架設にも利用されうる。特に桁下空間が非常に高くない場合は有利である。上部構を押し出しで架設したのち、タワーを建設し、スチーを緊張して上部構を仮支柱から持ち上げたのち、仮支柱を撤去する。これによって片持梁架設を用いる必要がなくなる。この片持梁架設は工費が高くまたスチーを順次緊張定着することは作業を複雑とする。この新しい架設工法は多くの建設業者及び設計者によって考慮はされているが、現在までの所その実施例はない。

1.2 仮支保工上でのプレキャストセグメントの配置

仮支保工上にプレキャストセグメントを配列する技術は最近のものであって、移動支保工による架設の場合と同様にスパンごとに前進させ構造物を建設するものである。

Michael社により、Figg & Müllerコンサルタントの設計にもとづいてフロリダで3橋がこの方法で施工された。

すなわちLong Key, Channel Five 及び Niles Channelである。Michael社はフローディングクレーンを用いて、長さが構造物スパンと等しい3角仮設トラスを架設し、またこれを移動させた(図-3)。

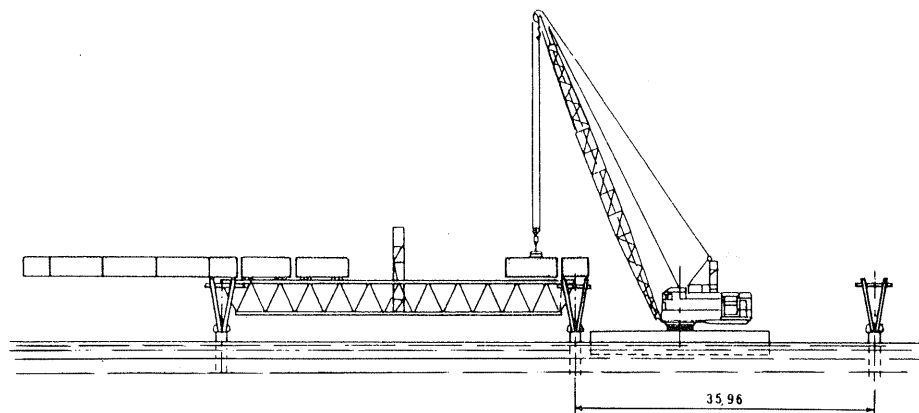


図-3 Long Key 橋の架設

Seven Mile 橋架設にあたって、V. S. L. 社は少しく異なる方法を利用した。バージ上の組立用桁上でセグメントは組立てられた。架設すべき径間にバージが配置されると、組立用桁は架設用桁によって吊上げられた。この架設用桁は既に架設された上部構上を移動することができ、最終支承上に支持される。

1.3 プレキャストセグメント利用架設

Bubiyān 橋建設にあたり、Bouygues 社は全く類似であるが、プレキャストセグメントを可動または自走式支保工上に配列する代りに、セグメントを架設桁から吊り下げる方法を用いている。片持梁架設による従来の架設工法とは異なっており、1径間のセグメント全体をプレストレスリング前に吊り下げ、各セグメントを相互に押しつけるには吊材をわずかに傾斜させればよい(図-4)。

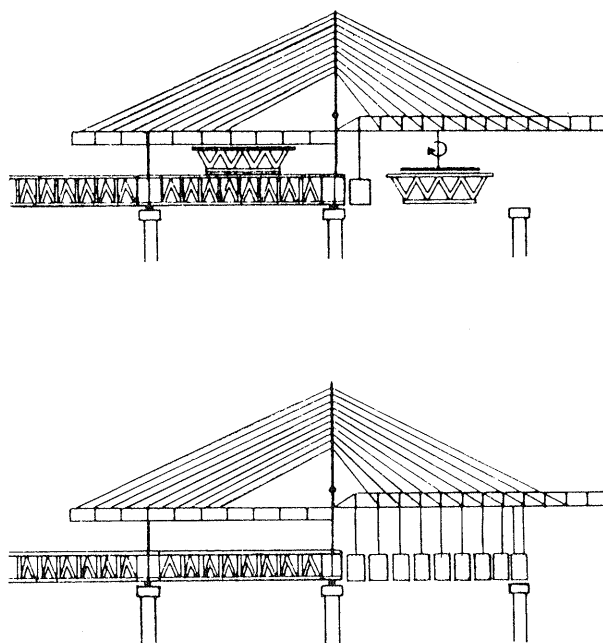


図-4 Bubiyān 橋の架設

仮設斜吊材利用による架設は比較的古いものであって、ドイツでは数年来利用されてきた。仮設斜吊材は片持梁架設に併用されて来た。この例として1952年Karlstadt 橋が最も古いものである。その後、Dyckerhoff Widmann社はこの工法を発展させた。例えばこの技術はOunasjoki 橋建設に1967年に適用された(図-5)。

しかしながらこの工法は現場打ち片持梁架設工法とは両立しえないものである。それは現場打ちコンクリートのための作業の必要性が工事速度をおくらせるからである。

これに反してプレキャストセグメントを利用する場合には、この種架設工法は非常に興味あるものとなる。1975年からCamponon Bernard社は数多くの橋梁建設にこの種工法を発展させた。

この架設工法によって2つの新しい構造物が完成した。すなわちVallon des Fleurs と la Banquière 高架橋である。la Banquière 橋の平面線形は非常に複雑であるが、この工事の結果からこの種架設工法の順応性の大きいことが証明されている。しかしながら、非常に困難な幾何学的な問題を含んでいたのでこの工事の場合が適用の限度と考

えられる。Rombas 高架の建設ではそれ自身曲線である上に平面的に分離する Y 形の構造が含まれていたのである。

この架設法によるその他の例として Linn Cove 高架がある。北カロライナーに建設されたものであって、フランスの Campenon Bernard 社の場合と類似で、プレキャストセグメントは回転式架設機を用いた前進架設が Linn Cove 高架橋(図-6)に実施された。この場合片持梁の必要強度は仮締プレストレスによって(PC 鋼棒)確保されている。この必要仮締用プレストレス力が過大とならないようにするため各径間中央に中間仮支柱が設けられている。

1.4 回転による架設

回転による架設は非常に興味ある方法であるが、その適用範囲は制限される。構造物またはその一部を障害物に平行に接地式支保工で造り、次に完成部分を 1 つの支承のまわりに回転させて架設するものである。押出しの場合と異なって、この架設法は設計者に断面形状選定の自由を与えるものである。

既にこの種施工法による多くの構造物が知られているが、これらの内でウィーンの Danube 運河の橋梁は 1975 年に完成した斜張橋である(図-7)。橋梁のそれぞれ $1/2$ を運河に平行に設けた接地式支保工上で施工し、タワー位置のピヤー上で回転させ、スパン中

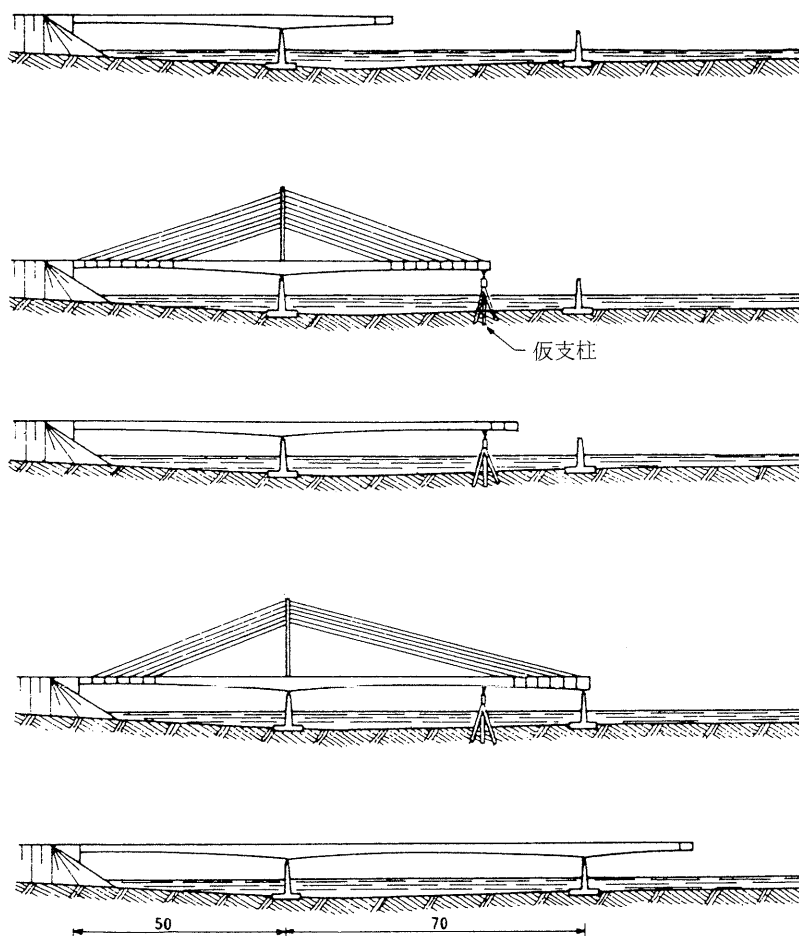


図-5 Ounasjoki 橋架設

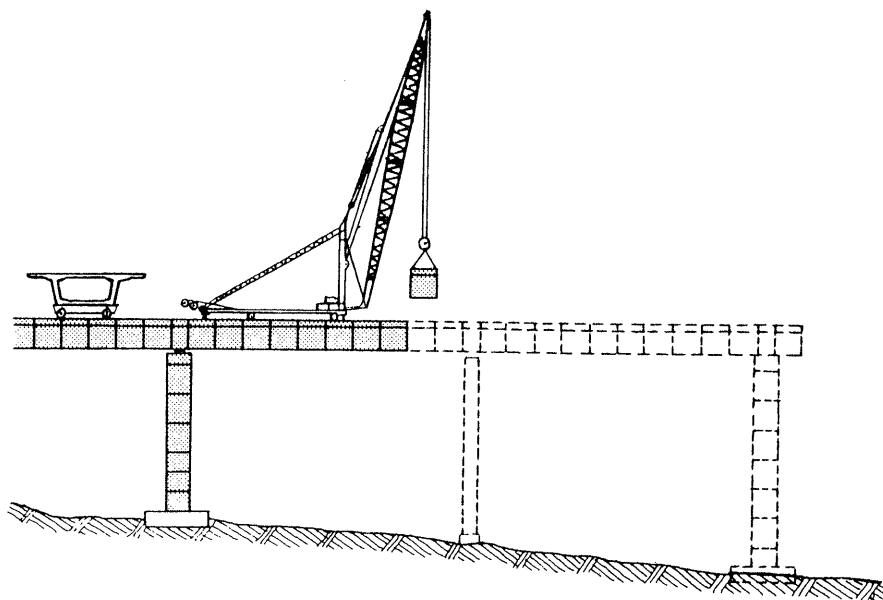


図-6 Cinne Cove 高架橋の架設

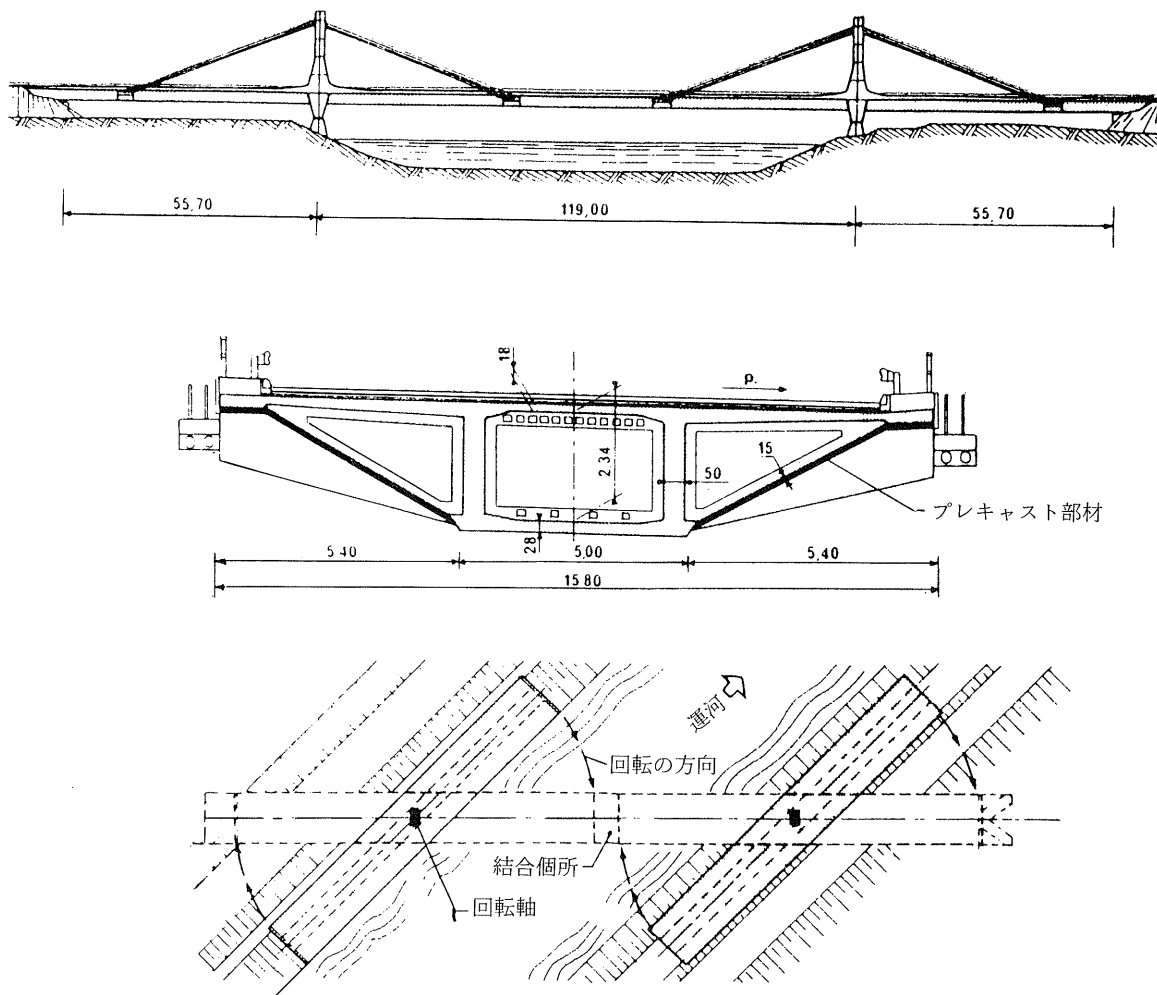


図-7 Danube 運河橋の回転架設

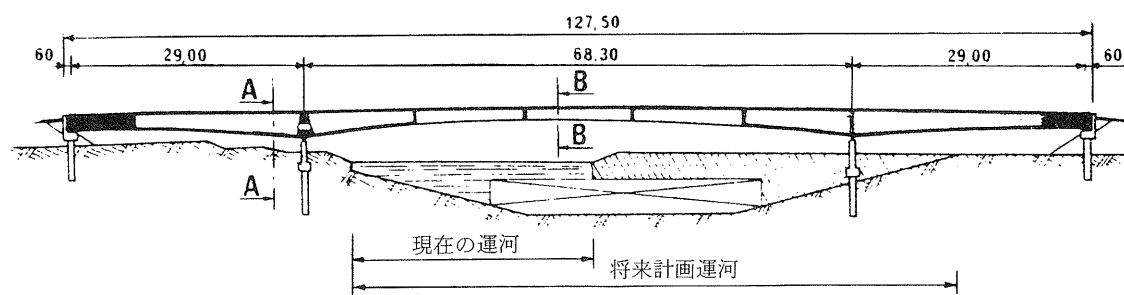
中央区間を連結し橋梁を完成した。また同じく Fontenelle 橋は Escaut 運河上に 1976 年完成されたものである（図-8）。運河は将来拡大されるので、橋梁の $1/2$ は接地式支保工上で施工され残り $1/2$ は運河に平行に造り、ピヤ上で回転させた。スパン中央連結を完成しながら、現場支保工上でアバット部分のコンクリートを施工した。

フランスでも斜張橋の歩道橋がこの回転架設工法で完成されている。これら 2 つの構造物に対し (Meylan 及び Illhof) 支保工上施工部分の支保工撤去及び回転架設はステーに引張力を与える事で実施されている（図-9，図-10）。

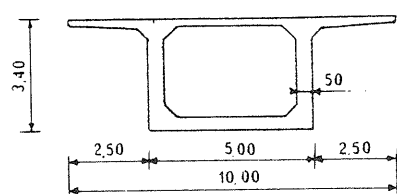
現在 Loir 河に架設される橋梁もピヤ上でそれぞれ回転され結合される。

最近の Rossillon のバイパス橋では少しく施工が異なっている。鉄道をまたぐものであって、接地式支保工上で造られた橋架部分の回転を実施するのにピヤ上ではなくてアバット上で回転させるのである。勿論ピヤの上方部分は上部構と同時に施工され、一時的に上部構に結合されており、回転時支柱として役立つものである。

断面力の点についていえばこの架設法は片持梁架設の場合と全く同等である。回転前に支保工は撤去され断面力は片持梁のそれとなる。またこの施工方法は斜吊材配置と組み合わせることで非常に便利となる。移動ワゴンによる片持梁架設によるものと比較して経済的でない中程度スパンの斜張橋架設に便利である。本施工法の只一つの困難な点は回転の技術である。可能ならば、施工中の安定性はピヤ位置で確保されるようにする。この個所に回転させられる部分の静荷重が作用する。心合せの装置は回転軸の位置維持が確保されるようにしてある。かつまたジャッキは、常に構造物を任意上下位置で止めたり（例えば正常な動きから離れて、回転支持装置を取換えるため）或いは



断面 AA



断面 BB

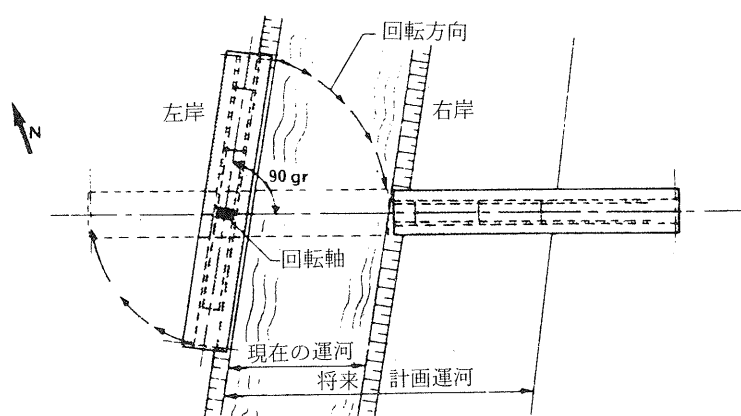
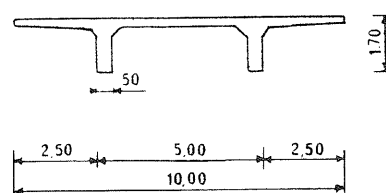


図-8 Fontenelle 橋回転架設

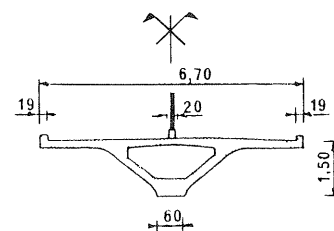
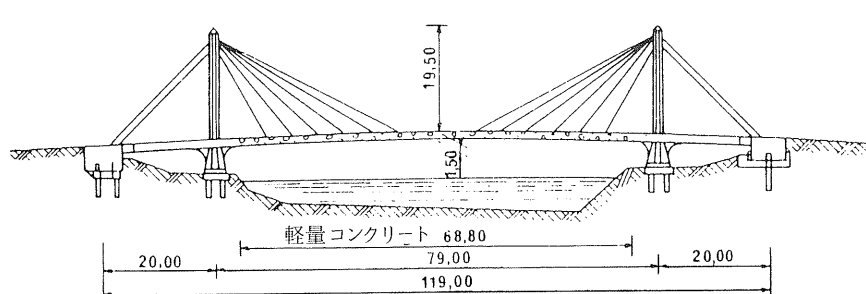


図-9 Meylan 歩道橋断面

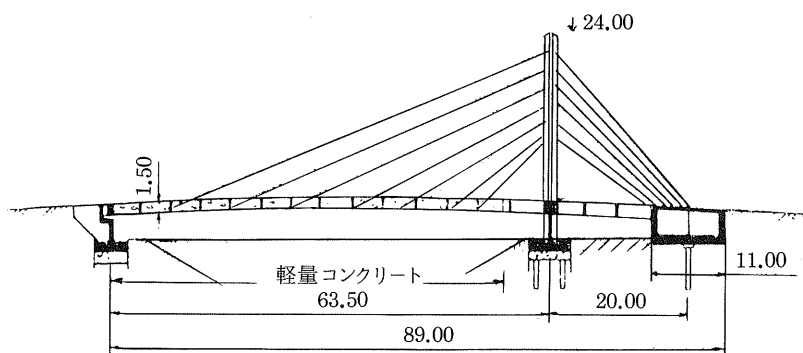
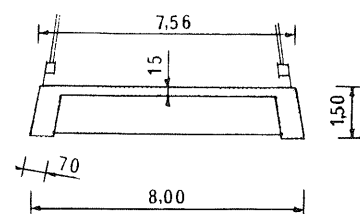


図-10 Illhof 歩道橋



平面的に回転中心位置を固定する事、等が可能のようにしてあることが必要である。

2. プレキャスト技術応用範囲の拡張

2.1 ピヤのプレキャスト

Long Key 橋はV形ピヤをすべてプレキャストした例である。4枚の壁板のプレキャストから始め、この4枚の壁は調節用台枠上に配置される。結合用枕梁のコンクリート打ちとPC鋼棒によるプレストレスリングによりピヤの一体性が確保される。また運搬中の強度についても考えられている。基礎天場での結合用枕梁の配置によって必要な強度がえられるのである。4枚の壁部材とピヤ上のセグメント下面との間にドライパッキングをする事でピヤと上部構との最終的結合が完成される。

現在多くの橋梁のピヤがプレキャストセグメントによって造られている。

米国においてはChannel Five, Niles Channel, Seven Mile(高いピヤのみ), Linn Cove 橋に利用されている。セグメントは鉛直位置でコンクリート打ちされ、マッチジョイントである。目地にはエポキシもプレストレスリングも使用されていない。ピヤセグメントの自重と支承反力で全体の安定性が確保されるだけの軸力となっている。

フランスにあってCoignet社がBellegardeの高架橋にマッチジョイントのセグメントを用いてピヤを建設している(図-11)。目地にエポキシを用い大単位の緊張材によって結合してある。緊張材はピヤ頂面とフーチングの側面

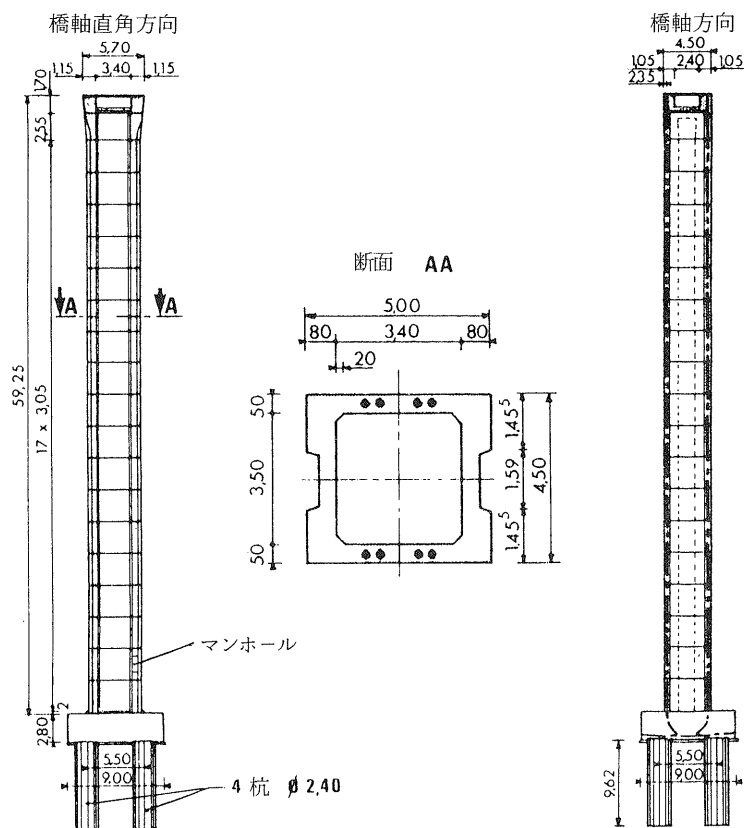


図-11 Belegarde 高架橋脚

とに定着され、注入されている。セグメントは水平位置でコンクリート打ちされた。Eaudolle 高架の場合には、セグメントは3ヶ連続配置され、補助的に付加載荷を乗せ、目地の圧縮応力度がポリメリゼーション前にエポキシが良好に分布されるようにした。ピヤの高かが高いにもかかわらず結合用の仮締めめはピヤー工事中全く使用していない。

2.2 型わくとしてのプレキャスト部材の利用

Roissy 空港の高架工事にあたりプレキャスト部材を支保工上に配置してこれを型わくとしてコンクリート打ちを実施した。スラブの下面の平面部分のみは直接型わくを配置し曲面部の型わくはプレキャスト部材を用いたものである。形状は非常に複雑であるが、品質のよい製品となっている。しかしこの方法は非常に高価であって、美観及び建築上の特別な要求ある場合にのみ適用可能である。

2.3 橋梁部材のプレキャスト

プレキャスト技術は既に古くから利用されている。フレシネーによる最初の橋梁では部材をセグメントに分割した。続いて現場打ち床版によって横方向に結合する施工法による1本の桁全体のプレキャスト化が急速に発展した。ポストテンションによりプレストレスの与えられたプレキャスト桁使用は橋梁工事を経済的に施工するのに役立っている。今日では時代おくれの感もあるが、多くの国々特に発展途上国にあっては広く利用されている。特に経済的考慮が外観上の考慮に先んじている場合に用いられる。

長期にわたり米国にあっては、プレテンション工法がポストテンション工法と競合しており、40mまでのスパンの桁に対して工業化されていた。これと平行してプレキャストセグメントを用いる箱断面橋の工事が発展している。

現在新らしいと考えられているものは、プレキャストセグメントを用いるリブ付き断面を有する橋梁工事である。アブダビのAl Ain 高架では、2つの上部構のそれぞれは2本の桁からなり、プレキャストセグメントを組合せ、横方向には中央区間で結合されている(図-12)。

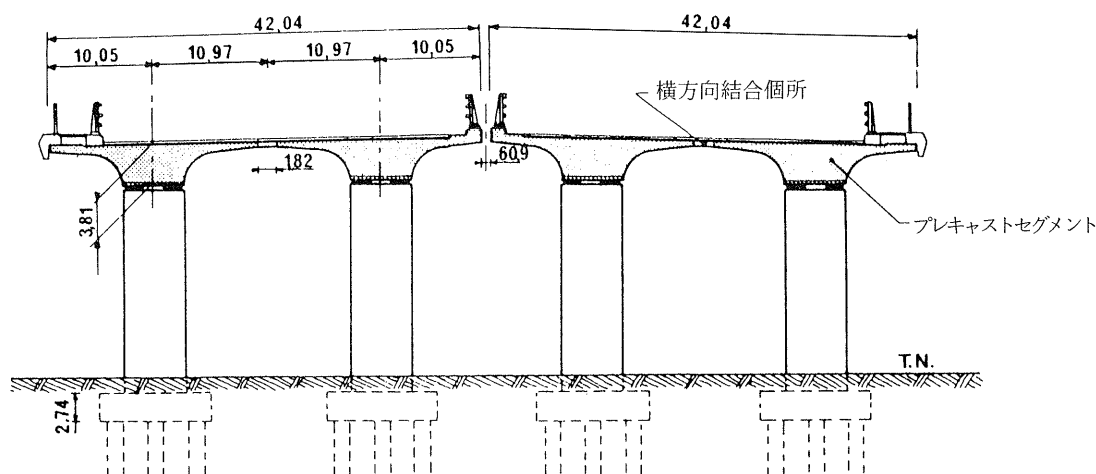


図-12 Al Ain 高架橋

Rattlesnake Bayou & Rabbit Creek 橋の計画は全く従来のものと異なっており、上部構全幅を型成する各セグメントはその両端で横桁によって補強されている。相隣れる2つのセグメントの2本の横桁間に現場打ちコンクリートを実施し(これが型わく代りとなる)最終的横桁が形成される。橋軸方向には2本の桁が配置されている(図-13)。

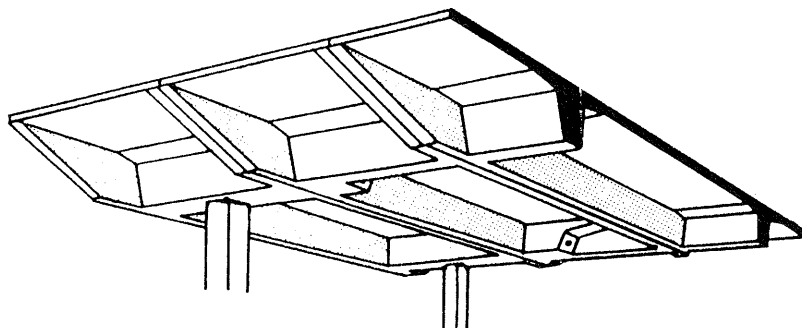


図-13 Rattlesnake Bayou 及び Rabbit Creek 橋のセグメント

2.4 部分的プレキャスト利用

セグメントによる橋梁工事に関する興味ある今1つの傾向は部分的なプレキャスト化である。中規模現場にあっては、プレキャストの完全な工場を用意すること及び特別な架設用機械を準備することが常に可能とはいえない。

よってウェブのみのプレキャストから始め次に上下の床版を現場打ちするもので、この最初の適用は、Brotonne 橋のウェブである。ウェブは板状にプレキャストされ、プレテンション方式でプレストレスが与えられている。従ってウェブ鉛直方向プレストレスによって構造物としての大きい斜引張応力度を減少させるのに役立たせてある。移動架設装置が前進させられるとこの中にプレキャストウェブは配置される。目地はドライパッキングされ既に配置されているセグメントとの結合が確保される。上下床版は箱断面内部のストラットと共に現場打ちされた(図-14)。

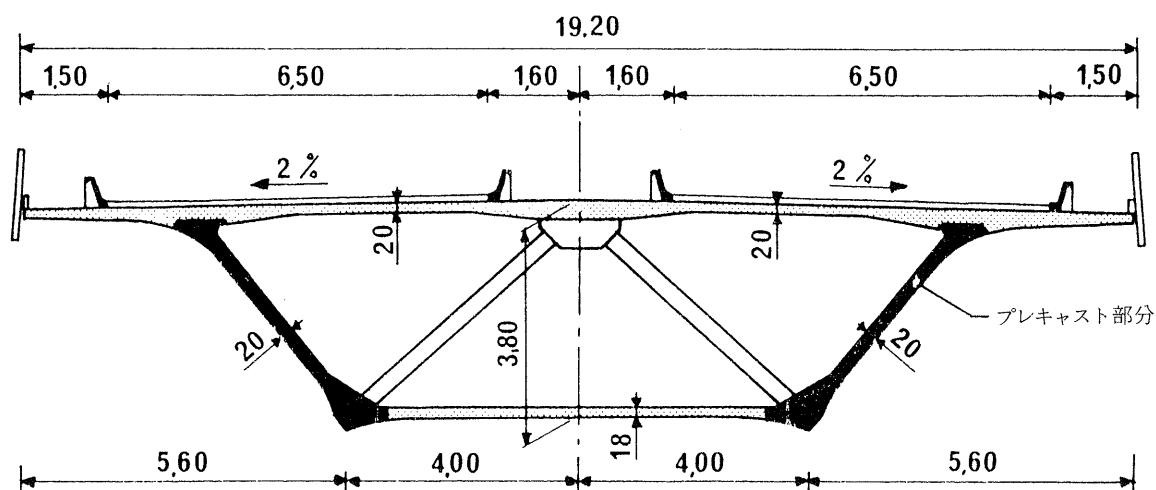


図-14 Brotonne 橋断面

この種の第2回適用例はR. A. T. P. のClichy 附近でセーヌを渡る橋である。この場合はウェブはマッチジョイントでプレキャストされている。3本のウェブは上下の床版によって結合される。上の床版は横方向の強度設計上ウェブの中間に配置されている(図-15)。この構造物工事の経験によると、幅の広い60cmのウェブ幅に対してレジンの厚さを出来るだけ薄くするためにはウェブに相当大きい圧縮力を作用させる

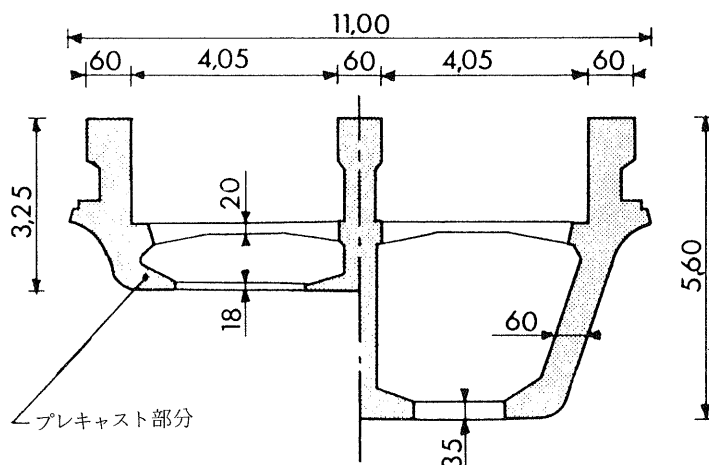


図-15 Clichy の R. A. T. P. 橋断面

必要のあることが判った。この工事の場合、部分的プレキャストの理由は全体をプレキャストするとその重量が過大となることによったものである。

最も代表的な例はニューカッスルCoquet川橋(49—83—49m)で、全断面をプレキャストすることには全く経済的利点が認められないので、ウェブのみのプレキャストを考えている。マッチジョイントではなく、3m長の部材である。

ごく最近の例として、Bouygues社施工のLyon近郊Sermentaz高架工事においてウェブはプレキャストされマッチジョイントでエポキシ目地配置である。相応するウェブ部材配置と同時に下床版コンクリート打ちは実施されるが、上床版はピアー上の区間を除き、片持梁完成結合後のみコンクリート打ちされる。

ウェブのプレキャスト化は将来益々発展すると考えられ、その理由は次の利点を有するからである。

- プレキャスト及び架設作業の容易
 - 下床版部分での鉄筋の連続確保及び上床版の確実性
- しかしながら、構造物幾何学的形状によってはその応用が制限される。

2.5 目地のエポキシを省略する傾向

最近のいくつかの構造物において、目地にエポキシを挿入しないものがある。Figg & Muller事務所の設計によるフロリダKeysにおけるLong Key, Seven Mile, Channel Five及びNiles Channelがこの例である。Bouygues社のBubiyan橋の場合もまた同じである。

エポキシを省略することは、エポキシ自身の費用のみならず、長時間を要するエポキシ塗布の作業がなくなるので、セグメント架設速度が非常に上昇せられることにある。これにより1径間のセグメント全体を一度にプレストレスングすることができるが、エポキシ塗布の場合には仮締めによってプレストレスを与える必要がある。

これに反しエポキシ省略は次の3点に欠点がある。

最初にエポキシは潤滑材の役をし、マッチジョイントセグメントはめ込み作業を容易にする。エポキシがないとセグメントの寸法調節に特に精度を要し、キーが互にふん合しており、セグメントを押しつける時に特別な力なしにはめ込まれうる必要がある。セグメントの正確な調節がないと、ひびわれの危険、組合せ時のキーの破損がある。

次にエポキシはマッチジョイントされ組合わされる2つのセグメント間で、応力分布を改善するための層を造る役目があり、断面の特別な部分における応力集中をさけさせるものである。応力集中の原因として、

- 第一に、コンクリートの小さいばりであって、局部的な厚さ増加。
- 次にキーの支持区間に関するものである。セグメントの寸法変化を考慮するとすべてのキーが同様な支持力を発揮できない。
- 最後に、構造物の節点での圧縮応力の集中の問題である。上下床版とウェブとの接合部における上下のハンチ部である。

すべての場合に、エポキシは応力集中位置で最もその厚さが薄くなっており、応力分布を改善し、応力集中に関連するひびわれ発生を制限するものである。

また最後に米国での実験によると、から目地で組立てられた構造物の強度はエポキシ目地配置のそれよりも小さいものとなっている。これは組合せキーの或る物にせん断力が集中するためであり、他のキーが断面力の相当部分を受け持つようになる前にせん断力集中のあるキーが破損するからである。

3. 断面形状とその構成

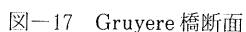
設計者の目標の1つは構造物の軽量化である。一方ではコンクリート量を減少させ、また同時に自重断面力を減少させ、与えるべきプレストレス力をも減少させることである。断面の幾何学的効率の改善はプレストレス力の量を減少させる目的については、補足的なものである。

本質的経済化を可能にするものはウェブの厚さの程度である。ウェブは自重の重要部分をしめておりかつまた余り

ウェブ重量を減少させるための最も明確な解法はウェブを薄くすることであるとすれば、与えられた上部構幅員に対してウェブの数を減少させることが最良の解法となる。既に数年来大きい幅員の橋梁断面を2つのウェブで構成させるための考案、すなわち横方向のリブ配置、箱断面内または外にすじかいを配置する等が実現されている。

また更に箱断面橋梁のコンクリートウェブを省略するための研究が行なわれている。立体的な3角形部材配置が現在実現しており、将来は合成構造が実用化されると考えられる。すなわち、鋼製立体3角トラスのウェブとプレストレストコンクリートの上下床版との組合せである。

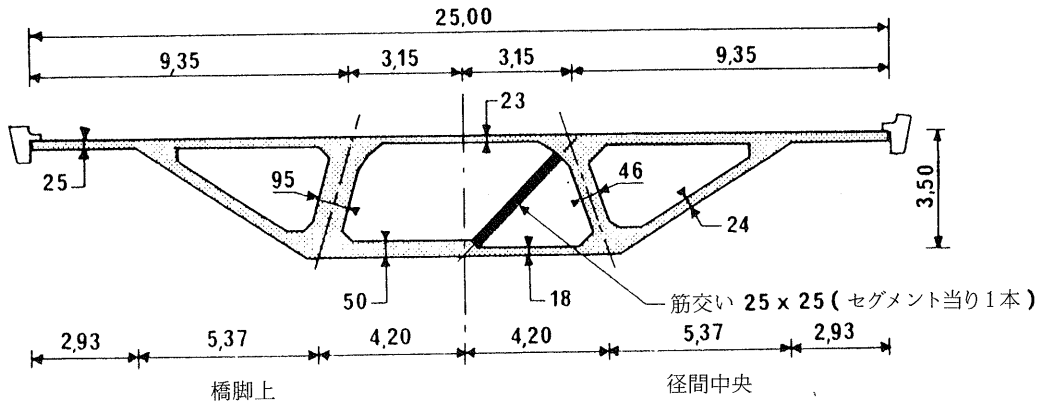
上床版の過大な重量増をきたすことなく 2 ウェブ箱断面の橋梁幅員を増加させるために、Campenon Bernard 社は上床版に横方向リブを設けた(図-16)。幅員24mのGruyère高架にもこの構造が用いられた(図-17)。横方向リブ配置は設計上重要な問題を提起している。すなわち、一般曲げ作用と局部的曲げ作用との累加の問題である。局部的には、床版は橋軸方向に相隣れるリブに荷重を伝達させる。よって曲げ作用は局部的には横方向よりも橋軸方向においてより重大となる。この点は従来の構造と異なる所である。従って局部曲げと桁としての一般曲げとの累加—現在の所一般には考慮していない—は従来構造より著しく不利となる。現場打ちの橋梁の場合には実用上特別な困難を生ぜしめるものではない。すなわち多量の普通鉄筋配置が可能であるからである。しかしながらプレキャストセグメントの場合は問題であるが、これに対する実用的解は今後の問題であろう。



3.2 筋交いによる解法

箱断面幅員が非常に大きい場合筋交いを配置する。これは連続した薄い壁で薄いウェブのような外形とすることもできるし、或いは構造物の或る断面ごとに配置される部材とすることもある。

最初でかつ良い例はC. F. E. Boussiron 社による Viosne 高架であって、連続した薄い壁の形をした外側筋交いと、内側のいくつかの実際の筋交いである（図-18）。

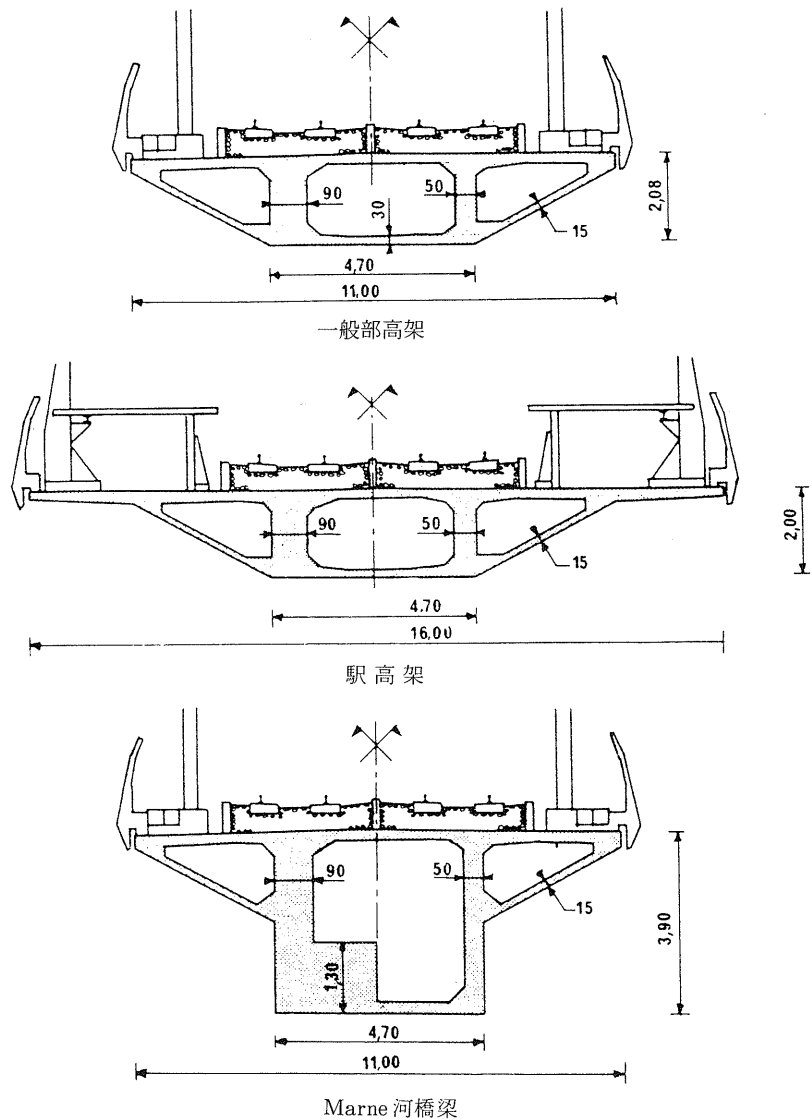


图—18 Viosne 高架桥断面

外側筋交いは薄い壁からなっている。外側壁の系は筋交いの役割をはたすもので、これは R. E. R. の Marne-la-Vallée 線の橋梁(図—19)にも採用された。これはまたウィーンの Danube 運河の橋、Lieser 谷の高架(図—20)等にオーストリーでも採用された。後者 2 橋の場合には外側壁はプレキャスト板からなり、これらは相互に接触配置はされているが結合はされていない。

Brotonne橋は箱断面内側に筋交いを設けた例である。幅員20mにもかかわらず、20cm厚さの2ウェブ箱断面である(図14)。この筋交いをを用いることで、斜吊材の定着力を上端節点からウェブの下端に伝達させることが可能である。既に述べたように、ウェブはその厚さを薄くするため鉛直方向にプレストレスが与えてある。

外側筋交いはドイツのErsch-



圖—19 R. E. R. Marne-la-Vallée 線橋梁断面

achtl及びKochertal橋(図-21)で採用されている。両橋とも、最初中央箱断面は(片持梁架設によって)ワーゲンを
用いて建設され、次に横方向張出し床版を筋交いによって支持して施工した。

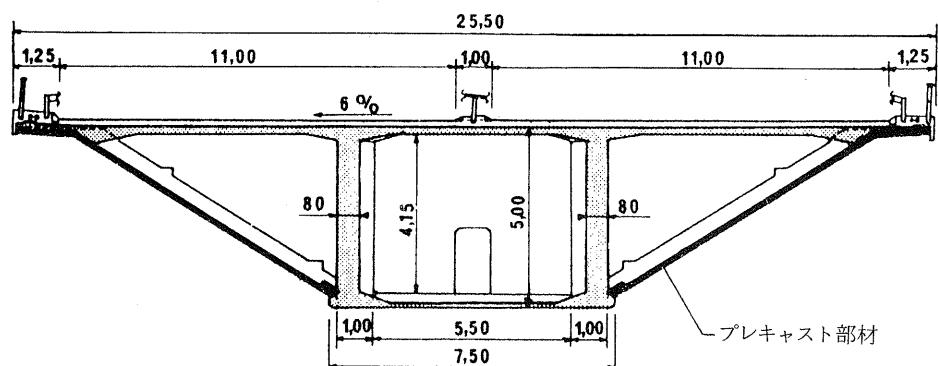


図-20 Lieser谷自動車道橋梁断面

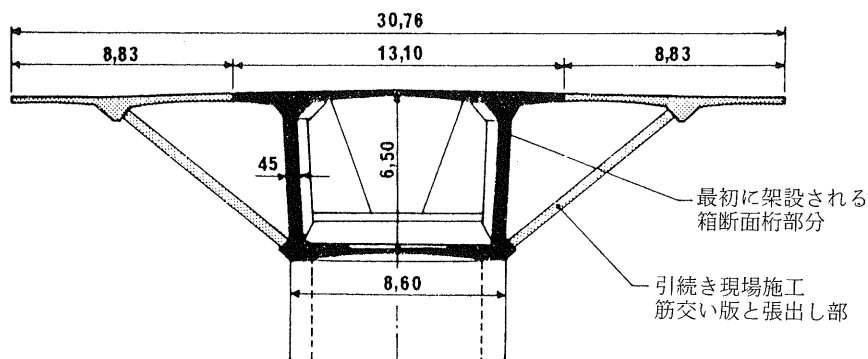


図-21 Kochertal 橋断面

3.3 立体3角トラス構造

ウェブを立体3角トラスで置換えることは、このウェブ軽量化研究の理論的結果である。すなわち、筋交いを極端にまで進めたときの当然の結果である。

Boaygues社のPierre Richardはこの解法の発展に数年来研究を進めて来た。この型式の最初の構造物は現在クエートで建設中のBubiyan橋である(図-22)。構造物はマッチジョイントセグメントよりなっている。セグメントはコンパートごとに造られ架設桁を用いて配置し、アウトケーブルによってプレストレスングされる。立体3角トラスはプレキャスト部材で造られる。プレキャストヤードにおいて形成用型上に配置調節される。ヤードにおける上下床版コンクリート打ちは単位セグメントを構成し、プレキャスト3角トラスの組立を確実

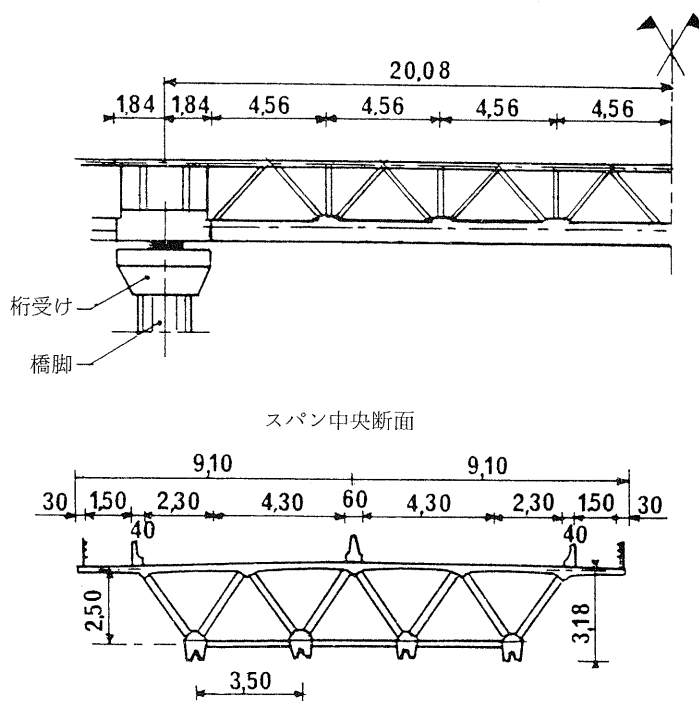


図-22 Bubiyan 橋

にするためのものである。アウトケーブルは構造物の接合部下面の溝中を通し、その端はピヤ上上の横桁中に定着される。Keys 橋と同様セグメントは空目地で組合わされている。

SETRA と Bouygues 社はフランスにおけるこの種構造物発展のための重要な研究を始めた。実物模型についての実験的研究が進行中であり、リヨン C. E. T. E. の援助によって Arbois の Jura で試験的橋梁の建設が考慮されている。

もしこれらの研究結果が有望であるならば、この解法の材料節約を考慮すると、非常に将来性のあるものであろう。従来の箱断面に比較して、コンクリートの節減は30%であり、この数字はプレストレスの程度及び鉄筋についても同程度認められるものである。

しかしながら、解決すべき問題も残されており、特に破壊計算、使用状態での構造物正常性検討原則、等がその主なるものである。

3.4 複合構造物

箱断面の解を極限まで軽量化するための今1つの方策はコンクリートのウェブを鋼ウェブで置換え、真の意味での複合構造物を造ることである。多くの技術者がこれを考えており、特に米国、英国及びフランスで盛んである。

4. アウトケーブルによるプレストレッシング

最近の P C 構造物工事の著しい傾向はアウトケーブルの利用である。アウトケーブル採用に関連した構造設計の重要な発展となるであろう将来の進歩がこの方面で認められる。

コンクリートに対するアウトケーブル使用は新しいものではない。1928～1936年に P C で最初の橋梁を完成した Dischinger はアウトケーブルを用いたし、フランスでは Lossier が1950年頃 Villeneuve—Saint—Georges 橋をアウトケーブルの役目をするロッドコイルケーブルを用いて完成した。また Leonhardt 教授は Rio Caroni を渡る最初の押出し架設橋工事に対してアウトケーブルを用いた。また英国にあっても数年間にわたってアウトケーブルは組織的に利用されてきた。

しかしながら、アウトケーブルを用いる橋梁工事が著しく興味あるものとなったのは、最近のことである。

アウトケーブルによるプレストレッシングの分野において、各種設計規準は技術発展に広く道をあけておく必要があり、またこの分野にあっては将来急速な進歩があるであろうことを考慮に入れておく必要がある。従って現在の所アウトケーブルの利点とこれに関係する問題点についてのみ述べることが可能であるにすぎない。

4.1 アウトケーブルを用いた最近の橋梁例

現在ある橋梁の修繕及び補強にあたって多くの構造物のコンクリート断面外側にケーブルを配置してプレストレスを与えた例が多い。勿論緊張材をコンクリート内部に配置することは通常の P C のようにはできないからである。

ケーブル定着の問題に限るならば、最初から構造物中に用意してないので問題は困難である。これがため、しばしば大単位緊張材をこのために特に造り直した定着ブロックに定着し、緊張材を部材の端から端まで連続配置している。アウトケーブルの技術 — シース型式、注入法、等、は発展を始めた所である。

この種補強作業の結果から、多くの技術者がアウトケーブルによるプレストレッシングに興味を持ち始め、修繕、補強に興味のあったアウトケーブルの考え方を新しい構造物工事に利用しようとした。

組織的利用の第1は米国での Jean Muller の設計であって、Keys の諸橋梁すなわち、Long Key, Seven Mile, Channel Five, Niles Channel, である。プレキャストセグメントはコンクリート部材外側に配置された大単位ケーブル (19T13または27T13) によって組立てられている。各ケーブル配置は1つの径間を連続カバーしており、すなわちピヤからピヤまで連続配置されており、ピヤ上のセグメントに定着されている。ケーブルは1本1本ウェブと下床版との間の接合部に配置された鉄筋コンクリートの小さいブロック中で、その方向が変えさせられている(図—23)。

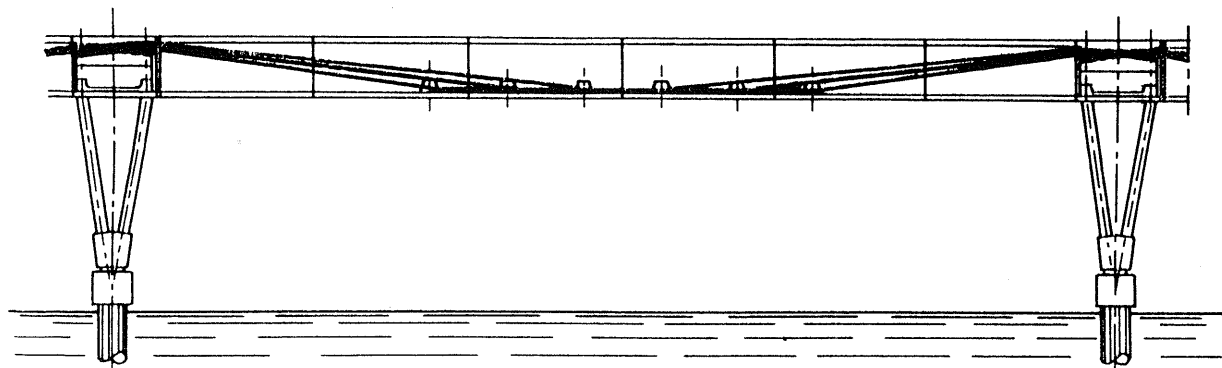


図-23 Long Key 橋緊張材配置

フランスでは、Campenon Bernard 社がVallon des Fleurs と Banquière 高架橋にアウトケーブルを用いた。この場合はより複雑なケーブル配置形状を採用し、ケーブル単位は小さい (12T 13) のものである。しかし単位の小い架設時ケーブルのいく本かを別として、すべてのプレストレスはコンクリート表面の外側に配置されたケーブルによって実施された。別の考案が S. E. T. R. A. によって開発され、現在回転架設法によって工事中の Flèche 橋に用いられた。架設時ケーブルは、構造物自重のみをうけられるように決定され、コンクリート内側に配置され、一般の場合と同じく水平に配置されウェブ中には下げない。上部構完成後残りの荷重作用をうけるための連続用ケーブル (19T 15, 8 ケーブル) をアウトケーブルで配置した (図-24)。

コンクリート断面内片持施工時緊張材 (12T 15)

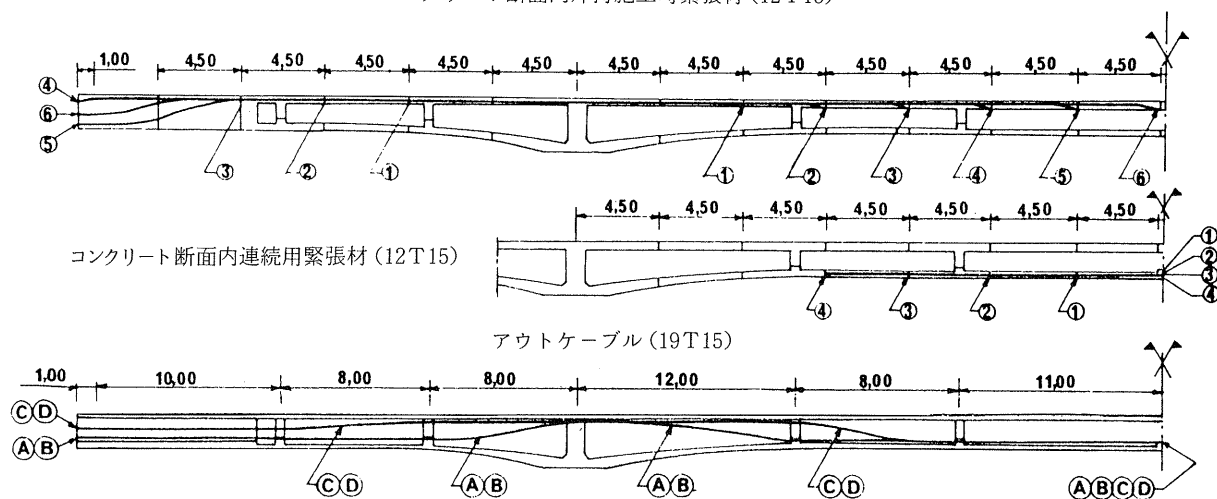


図-24 Flèche 橋緊張材配置

Bubiyan 橋工事にあって、Bouygues 社はアウトケーブルを採用した。アウトケーブル配置方法は Keys の諸橋に類似であって 1 つの径間内で連続配置され、下床版のスパン方向リブのそれぞれに設けられた溝の中におさめられている (図-25)。

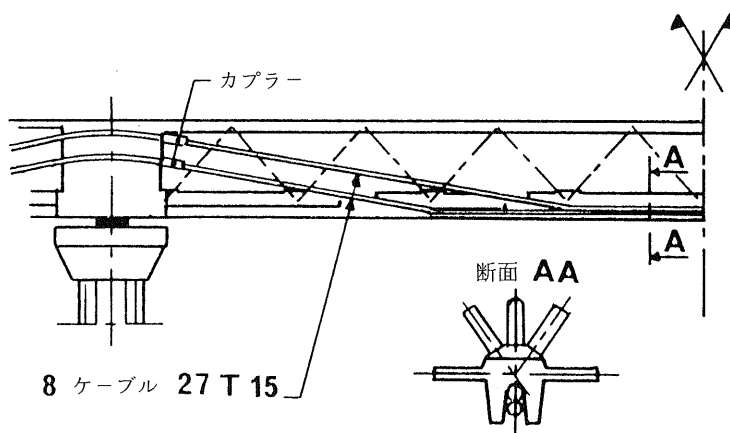


図-25 Bubiyan 橋緊張材配置

4.2 アウトケーブルの利点

アウトケーブルによるプレストレッシングは次のような多くの利点を有しており、これによりその適用範囲が拡大されることとなる。

第一にシースの配置及びその調正が不要となるので、すべての建設業者の主要な経済問題である労働時間数の短縮が可能となる。ケーブルをコンクリート断面の外に出すことで、ケーブル形状改善の結果摩擦によるプレストレス力の減少量を小さくし、プレストレッシングの効率が上昇させられる。

次にケーブルをウェブから出すことで、コンクリート打ちが容易となり、ウェブ幅を減少させ、構造自重をも減少させうる。更にウェブ中にケーブルを配置しない事により有効なウェブ幅を増加させ（せん断応力計算にあたってウェブ幅からシー幅を差し引かない）、与えられたウェブ幅に対する許容せん断力が増大させられる。

注入作業はコンクリート外側に配置されたケーブルに対しては明らかに容易となり、注入監視も容易であり、不完全注入箇所ある場合容易に近づくことができる。

最後に、アウトケーブルはケーブル腐食、または切断のある場合容易に交換可能である。アウトケーブルを採用することは構造物品質の改善及び構造の単純化の決定的要因となるであろう。

アウトケーブルによるプレストレッシングはパーシャルプレストレッシングと相互に補足し合う最適の考え方であると思われる。数年前より鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートとの間の概念の連続性を推進する研究者が多い。すなわちパーシャルプレストレス構造物である。

しかしながら、P C 鋼材腐食の危険性を制御するため、変動荷重作用なき場合構造物緊張材位置で引張応力度発生なきことを条件とすることがある。一見合理的にみえるこの引張応力制限はパーシャルP C の興味を永久荷重作用が変動荷重作用に比して大きい構造物では、減少させるものである。

コンクリートの外側に緊張材を配置することはこの問題に対する優れた解答となる。引張側コンクリートのひびわれはP C 鋼材保護に関してもはや何の問題も生じない。またアウトケーブルによるプレストレッシングはコンクリートとは独立した外力として働らくことが明らかで、何ら規準拘束なく、良識により設計者の目的意識により断面決定がなされうようになるものである。

4.3 アウトケーブル技術の発展

アウトケーブルに関する興味の結果として、この方面の技術の急激な発展が認められる。

アウトケーブルを用いた当初の構造物 (Keys の諸橋, Vallon-des-Fleurs, la Banquière) にあって、緊張材はプラスチックチューブ (剛なポリエチレン) 中に挿入され、セメントペースト注入がなされた。この技術は Freyssinet International の影響のもとでの斜張橋 (Rande, Pasco Kennewick) のステーに対して採用された技術に影響されている。

しかし、この解法は1本のケーブルを取換えることとは両立しないものである。Meylan 及び Illhof 歩道橋工事の際に実施された1本のステー取換えについての実験によると、コンクリート部分を破壊することなしに緊張材またはステーを取換えることが可能であるためには、次の事項が必要である。

- 緊張材またはステーがコンクリート中を通過するときの配置形状は直線または円弧であること。
- 緊張材がコンクリート部分を通過するごとに、2重管系を用い、剛な金属またはプラスチックの管に滑動を容易にするためすなわち引抜きを容易にするため相当厚い層 (例えばビチューメン) を設けること。
- 定着具は容易に近づける所に配置し、アンカーのトランペットも後方から引抜けることが必要である。このためには2重パイプ構造とし、コンクリートと定着具との結合を防止する材料を挿入しておくこと。
- 一般に緊張材配置方向変更のための小さい寸法の装置に過大な力を与えることなしに切断が可能でなければならないこと。

またこの最後の条件は、引張力をゆるめるとき何らの危険性をもないようにするためには、かなりの設計拘束条件となることは明らかである。

従って緊張材のグリース注入が発展し、原子力発電所格納容器工事に用いられる技術及びTours橋のプレストレッシングによって確められている事実によってヒントが与えられている。従来のグリース注入時に必要な高温の理由から、剛な金属性シース（暖房用チューブの類）の利用が一般であった。これはTours、及びFleche橋に対して実施されたことである。

しかしながら、Vallon-des-Fleurs及びde la Banquière高架工事にあつて、いく本かのケーブルは100℃以下の温度で、剛なプラスチックシース内でグリース注入がなされた。その他の経験でもこの方向に技術が進む傾向にある。

最後にケーブルをはだかのままにしておくことの可能性について検討をすることができる。勿論1本のストランド切断時に人身事故がおこらないよう、また1本の緊張材破断時の危険を避けるため、保護する手段を用いる必要があり、このためメッキ緊張材利用が考えられる。

4.4 アウトケーブルプレストレッシングに関する特別な問題

当然ながらアウトケーブルプレストレッシングの方法はいくつかの問題を提起している。

最初に緊張材振動の問題である。緊張材振動を制限し、構造物と共鳴する危険性を避けるため、緊張材は相当狭い間隔でとめる必要があり、約10m程度の間隔とするのが適当である。スパンの大きい場合には緊張材配置の方向変更装置間に留め道具を配置することでこれは可能となる。

しかし、構造物破壊計算の問題が特に重要である。アウトケーブル中の引張力増加の計算は余り明確でない。またこれは緊張材配置形状、配置方向変更装置の数に関係がある。またこれは用いられる破壊に関する規準、撓み制限のための引張コンクリート変形制限、撓み制限或いはケーブル引張力増加の制限、等各種規準にも関係するので、この方面では研究題目の数は多い。

5. 結 論

約10年来の経済危機、多くの先進国における工事量の減少、急速に進む国際競争、の結果として数年来工事技術に関する重要な進歩発展がみられた。現在ほど設計事務所、特に大きい建設業者にとって新技術の研究、開発が明確な目的となったことはない。

しかしながら、現在までに確められた発展の方向は無秩序なものではなく、すべては現場での労働時間の短縮、作業の単純化、構造物品質の改善、等の方向にその研究開発の目的はある。

粗悪な施工、注意の不足、等はしばしば発注者の非難をうける。革新的発展の真価はこれによる構造物品質改善の可能性によってのみ判断されるものである。

PC 構造物の設計基本—考え方

1. まえがき

本文は、主としてプレストレストコンクリートの設計法について、その基本的事項を紹介することを目的としている。最近の設計思想、安全検証の原理、設計計算方法、等は、コンクリート構造の力学的・確率論的な挙動に関する厳密な観察を基礎とし、論理的・合理的に、これを構成しようと試みられており、圧縮・曲げ圧縮・曲げのような垂直応力関連の問題、せん断・ねじりに関連する問題、ひびわれ・付着の問題、などに集約されてきている。

それで、本文では、これらに基づいて提案されてきているプレストレストコンクリートの新しい設計方法の動向について簡単に紹介し、あわせて慣用的な設計方法のごく基本的事項を解説することにした。

なお、本文の5章以降最后までの4章(p.27～p.38)は、拙著「コンクリート工学(Ⅱ)設計」(彰国社版)より、出版社の了解を得て、転載した。

2. 許容応力度設計方法から限界状態設計方法へ

イギリスでは、従来から用いられてきた鉄筋コンクリート基準(CP 114)、プレストレストコンクリート基準(CP 115)、プレキャストコンクリート基準(CP 116)を1972年に統合した新しい基準(CP 110)が定められた。CP 110では、一般構造技術者にCEBなどの国際委員会その他で討議され合意をみつつあるより合理的な設計思想を、なるべく受け入れられ易い形で、導入しようと試みられている。構造物の安全の保証方法として、材料係数と荷重係数の“部分安全係数”を用い、限界状態に対して水準—Iの検証を行う方法を採用している。

西ドイツでは、1972年に改正されたDIN 1045で、線形部材について、曲げ、曲げ圧縮、圧縮、等の強度設計に、終局強度設計方法が採用され、荷重係数の規定が設けられた。また、使用限界状態の検証としては、ひびわれ、たわみに関する各項が示されている。

フランスでは、1960年に大幅な基準改訂がなされたが、その後最近まで、許容応力度設計方法を基礎とするRC設計基準が用いられてきた。RC基準は、最近改正されたが、基本的に限界状態設計方法と部分安全係数の手法が採用されている。また、目下、RC基準の改訂を行っている。この基準には全面的に限界状態設計方法と水準—Iの検証方法とが採用されることになる。

アメリカでは、1971年に許容応力度設計方法の思想が廃止された。この新しい基準では、部材の強度設計には終局強度設計方法を用いること、通常の使用状態において構造物が満たすべき諸条件の検討を行うこと、を定めている。コンクリート構造物の諸性状を個々の設計条件に応じてより詳細に検証することによって、従来に比べて、高強度のコンクリート、高強度の鉄筋、等が使用できるようになっているほか、個々の設計計算方法や構造細目が改善されている。

3. 限界状態

(1) 定義

限界状態は、○構造物または部材のある状態である。

○その状態の直前では、必要条件が完全に満されている。

○荷重作用がわずかでも不利な側へ変化すると、必要条件が満されなくなる。

○限界状態は、そのような境界の状態である。

○構造物に限界状態を定義すること、および構造物の安全性を限界状態によって取扱うことは、第1の単純化である。

○構造物の状態は個々の部材断面の状態へ環元して取り扱われている(断面力の次元)。

○いくつかの限界状態は断面力（Sallicitation）の次元で現わすことができない。—— 要注意

- 例
- ・変形の限界状態
 - ・静的平衡の状態
 - ・基礎構造の限界状態
 - ・シェル構造の限界状態

○構造物の状態を断面力の状態へ還元することにより、これを
比較的簡単な手段の助けにより、包括的に
その研究・取扱いが可能となる。

(2) 限界状態の分類

(a) 何故分類するのか——分類はモデル化であり、1つの単純化である。

要求される多くの条件を1つの検証でまとめて取り扱いたい。

(b) 分類を左右する条件

- 分類のカテゴリー数は、物理的意味での実際の原因より少なくしたい。
- 同一カテゴリーの限界状態は、同じ計算用断面力を用いたい。
- 同一カテゴリーの限界状態は、その安全性検証をまとめて取り扱うようにしたい。

具体的には、荷重レベルの問題

- ・1回の発生か多数の発生か
- ・結果の重大さ（人命と経済）
- ・予告の有無 fragile or ductile

この分類は、本質的には、《同じオーダーの生起確率》で安全性の検討を行うべきもの、行うことができるものは、同一カテゴリーに入れたい。

ということである。

このような考えにたって分類を行うとき、その結果を左右する条件は、つぎのようである。

① 回数

- i) 最初の生起か
- ii) 数回の反復生起か
- iii) 多数回の反復生起か

② 予告の有無（破壊に至る速さ）

- i) 急激な破壊
- ii) 漸進的な破壊

③ 人命の危険

- 大：多くの人命の危険が大きい
- 中：人命の危険がある。
- 小：人命の危険が小さい。

④ 経済損失

- 大：数億円以上に達する損失
- 中：
- 小：古い納屋を失う程度

(c) 回数

i) 最初の生起を避けるべき現象

- 断面破壊の終局限界状態……結果の危険が大

- 非可逆的大変形限界状態……結果の危険が大
人命の危険は幾分小
部分的再使用が可
- ii) 頻繁な反復状態を避けるべき現象
 - ひびわれ幅、発生。圧縮消失
fissuration は、ばらつきが大きいので、結果の重大さ、構造特性による
 - 過大な変形・振動
設備の破損
構造物の使用を阻害する。
- iii) 何回かの繰返しを避けるべき現象
 - 支点反力の静的平衡の限界状態
支点浮上りの大小によって結果の重要性が相違する。
 - 地震の作用
- (d) 破壊に至る速さ
 - i) 急激な破壊
 - ◎ 最初の生起を避けるべき現象
 - コンクリート柱の圧壊
 - コンクリート部材の圧壊
 - せん断破壊（コンクリート部材）
 - 付着破壊（コンクリート部材）
 - 鋼構造の結合部
 - ◎ 反復を避けるべき現象
 - ケーブル、吊材の腐食による破壊
 - 鉄筋やケーブルの疲労破壊
(部材内部にあって外から見えない)
 - ii) 暫進的破壊
 - ◎ 最初の生起を避けるべき現象
 - 定着部・結合部以外において鋼材で破壊（引張）する状態
 - 部材の移動
 - ◎ 反復を避けるべき現象
 - 鉄筋腐食が始まるひびわれ
 - かぶりコンクリートを割裂させるさび
 - 基礎の沈下
 - はらみ出し

暫進的で、多数回反復を避けるべき現象は——破壊過程を中断させる有効な時間を与える。

 - 軌道におけるバラスの不整
 - iii) 中間的な現象
 - 鋼材のひびわれ — 暫進的に進行
ひびわれが見えないことが多い。
ひびわれの進行が割に早い。
→ 気づかないうちに（急激に）破壊。
 - 土砂崩壊

ひびわれが見えないことが多い。

ひびわれの進行が割に早い。

→気づかないうちに生起。

iv) <予告の有無>の意味

- 予告の有無は、現象生起の結果の重大さに殆んど関係なし。
- しかし、人命の危険の大小には大きい影響がある。
- 可塑性的破壊の場合は、その予告に気づくことが多い。また、応力の再分配の可能性があって破壊まで至らないこともある。

(e) 人命の危険

i) 危険大（破局的）の現象——急激な破壊

$\left\{ \begin{array}{l} \text{構造物の使用目的（構造物種類）} \\ \text{環境（建造場所）} \end{array} \right\}$ の関数

ii) 経済損失甚大なものは Catastrophique とみなす。

→ 人命の危険大の場合と同じ生起確率を用いる。

iii) 安全性水準

(f) 破壊の影響

- | | | |
|--------------------|---|----------------------|
| ○ 人命の危険なし・殆んど無視できる | } | $10 P_0$ （生起確率） |
| ○ 経済損失 小 | | |
| ○ 局部的機能喪失（使用可） | | |
| ○ 人命の危険 有 | } | P_0 （生起確率） |
| ○ 経済損失 大 | | |
| ○ 構造物の使用不能 | | |
| ○ 人命の危険 大 | } | $10^{-1} P_0$ （生起確率） |
| ○ 経済損失 甚大 | | |
| ○ 構造物の補修復旧・不能 | | |

(3) 終局限界状態と使用限界状態

(a) 終局限界状態；

この限界状態は、これを只1回だけ超過することにより、直ちにあるいは急激に、構造破壊を生ずる限界の状態である。

構造物がこの限界状態に達した場合、その使用目的と環境条件によって、人命を失う危険が大きい。

（模式的表現）

- 構造物がその形状寸法を実際上変えることなく到達する耐荷力の限界の状態である。
- 実際上、多くの場合、抵抗断面力の到達限界の状態（静的平衡の限界状態を除く）

(b) 疲労破壊の限界状態；

この限界状態は、これを多数回反復して超過することにより、構造破壊が生ずる限界の状態である。

この限界状態では、構造物の使用条件と形式によって、破壊は暫進的または急激である。また、荷重作用の水準と繰返しの速さによって、破壊に至るまでの期間は（あるいは回数）数秒から数十年に至る。

(c) 使用限界状態（第一カテゴリー）

只1回だけこの状態を超過することにより、構造破壊を誘き起すことのない局所的あるいは材料的な損傷をもたらす状態。

(d) 使用限界状態（第二カテゴリー）

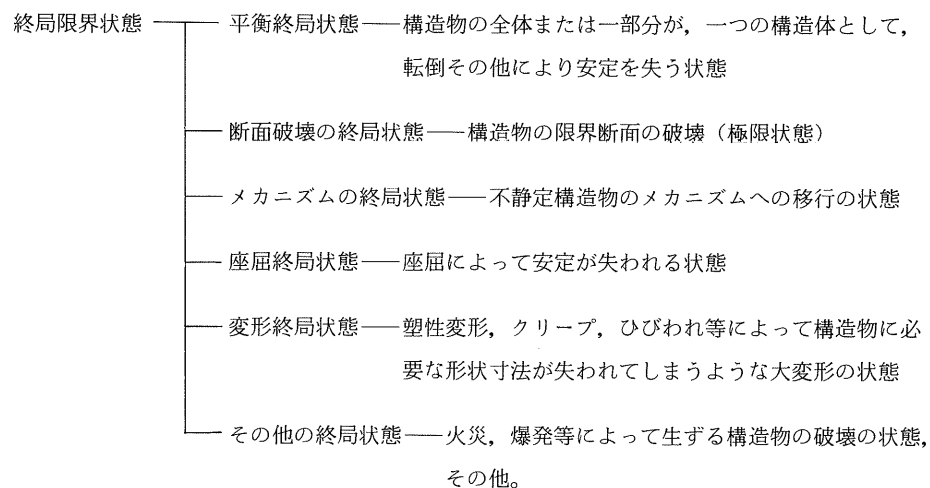
多数回あるいは長期間にわたり、この状態を超過することが、構造破壊を直接誘き起すことはないが、正常な使用を阻害する状態。

(4) 限界状態の例

(a) 終局限界状態（表1参照）

終局限界状態は、構造物または部材の最大耐荷力を示す状態すなわち破壊または事実上の破壊の状態であり、構造物または部材の形式・形状・寸法、荷重作用の性質等に応じて、この限界状態に達する原因は千差万別である。その主なものを示せば、つぎのようである。

表1 終局限界状態



終局限界状態は、終局状態ともいわれる。

安定平衡の終局状態は、構造物のどの部分も破壊せずに、その全体または1部分が、一つの構造体として、転倒したり、滑動したりして、安定を失う状態であって、たとえば、土留壁、擁壁、橋脚、橋台等の設計計算においては、一般に検討を行なうことが必要となる終局限界状態である。

断面破壊の終局状態は、構造物の各断面のうち、最も高い水準の静的荷重作用をうけている断面が破壊する状態である。静的荷重をうけるコンクリート部材の断面が破壊にいたるまでの性状は、荷重の載荷状態によって相違するので、厳密には断面破壊の終局状態は、これを明確に定義して取り扱わないと、その意義の理解に混乱をきたす恐れがある。概念的には、静的荷重作用をうける断面の最大耐荷力に相当する状態を断面破壊の終局状態と考えてよい。この断面破壊の終局状態は、たとえば、単純げた形式の橋りょうにおけるスパン中央の断面（曲げモーメントにたいして）、支点の近い断面（せん断にたいして）、ラーメン式骨組構造の構造物における部材端および部材中央の断面等のように、一般の土木構造物の設計計算において検討しなければならない場合が非常に多い。

メカニズムの終局状態は、不静定構造物に、不静定次数+1の塑性ヒンジが生じて、構造物がメカニズム（機構）へ移行する限界の状態である。不静定次数+1の塑性ヒンジが生じた状態では、荷重の大きさに変化がなくとも、構造物の変形が進行する状態（運動的許容状態）となるが、塑性ヒンジが生じた位置によってその荷重の大きさが相違するので、運動的許容状態において最小の耐荷力を示す状態を、メカニズムの終局状態と考えるのが適当である。メカニズムの終局状態は、不静定構造物の設計で、その最終的な耐荷力を明らかにするために検討しなければならない

いが、とくに地震荷重にたいする検討を行なう場合などには重要である。

座屈終局状態は、軸方向荷重をうける長柱が荷重の微小な偏位によって座屈を生ずる限界の状態、または、幅が小さいはり、鉛直荷重の微小な偏位によって、横方向へ座屈を生ずる限界の状態である。一般に、コンクリート部材は、部材長にたいして部材の横寸法が比較的大きいので、座屈終局状態における荷重は大きく、その状態では、部材断面は大きい塑性変形を生じて、断面の破壊の状態に達すると考えるのが適当である。座屈終局状態は、従来、建設されてきたような一般のコンクリート土木構造物の設計では、これを検討しなければならない場合は少ない。

(b) 使用限界状態（表 2 参照）

使用限界状態は、構造物または部材が正常な状態で、十分に長期間使用されるために必要な変形・ひびわれ等に関する条件が満たなくなる状態である。この使用限界状態に達する原因は、コンクリート構造物自体の性質の他、その使用の目的、環境の諸条件等に応じて、各種のものがある。その主要なものをあげれば、つぎのようである。

変形限界状態は、通常の使用状態における構造物の変形が、構造物の使用目的にたいして過大となる限界の状態である。たとえば橋りょうでは、自動車または列車の通過中に生ずるたわみがあまり大きいと、そのたわみが静的なものであっても、橋りょう上を通過中の自動車または列車の動揺が大きくなり、乗心地を害したり安全が失われたりする恐れが生ずる。また、プレストレストコンクリートでは、使用開始後コンクリートのクリープによって変形が大きくなり、構造物の種類によっては、使用不適当な状態となる場合がある。

ひびわれ発生限界状態は、コンクリートにひびわれが発生しようとする限界の状態である。この限界状態は、コンクリートのひびわれが、とくに有害となる構造物の場合に検討される。たとえば、水槽、とくに侵食性の外気中で用いられる構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋等である。

ひびわれ巾の限界状態は、構造物の外気の状態その他に応じて、コンクリートのひびわれ幅を制限することが必要な場合に検討される。一般に、コンクリートのひびわれは、構造物の外観を害し、鉄筋や P C 鋼材の腐食の原因の侵入を防止できなくなる。

表 2 使用限界状態

使用限界状態	変形限界状態	変形が構造物の正常な使用状態に対して過大となる状態
	ひびわれ発生限界状態	ひびわれが発生しようとする状態
	ひびわれ幅限界状態	ひびわれ幅が過大となり、美観を害するか耐久性を損ねるかする状態
	変位限界状態	安定・平衡を失うまでには至らないが正常な状態で使用するには、変位が過大となる状態
	振動限界状態	振動が過大で、正常な状態で使用できないか、不安の念を抱かせるかする状態
	損傷の限界状態	構造物に各種の原因による損傷が生じ、そのまま使用するが不適当となる状態

(c) 疲労破壊の限界状態

疲労終局状態は、繰返し作用する荷重作用によって疲労破壊が生ずる限界の状態、この状態では部材断面におけるコンクリート、鉄筋、P C 鋼材等が疲労で破壊する。材断の疲労破壊の性状は、これに作用する応力の大きさ、応力振巾、繰返し数等によって相違するので、疲労終局状態におけるコンクリート部材の性状も、これらの要素によって相違する。一般に、コンクリート鉄道橋の設計では、一般の使用状態における大きさの応力で、繰返し回数が非常

に多い（ $1 \times 10^6 \sim 10^8$ 回）場合の疲労終局状態の検討が必要となり，地震荷重にたいする検討の場合には，高い水準の応力で繰返し回数が少ない場合の疲労終局状態についての検討が必要となる。

4. 水準—1 の安全検証法

(1) 原理

(a) 終局状態

構造物および部材の求められた断面力 sollicitation は，構造物または部材の強度より小さいか，等しくなければならない。すなわち，

$$\text{fonction} (r_{f1}, \psi_0, r_{f3}, F_k) \leq \text{fonction} (F_k / r_m)$$

安全性検証において，計算用作用（または荷重）は， r_{f1} ， ψ_0 ， F_k の関数と考えることができる。また， r_{f3} の導入は，作用または断面力の決定のために用いられる計算方法を考慮するものである。

$$S (r_{f1}, \psi_0, r_{f3}, F_k) \leq R$$

または，

$$r_{f3} \cdot S (r_{f1}, \psi_0, F_k) \leq R$$

(b) 使用限界状態

永久作用にたいしては，この限界状態に考慮すべき計算用作用は，その特性値とする。

短時間のみ作用する作用あるいは 1 部分のみが働く作用に対しては，適宜，特性値より小さい準永久値を用いることができる。すなわち

$$\text{計算用作用} = G_R + \sum_{i=1}^n \phi_i F_{ik}$$

ϕ_i は 1 以下の値で ψ_1 または ψ_2 の値をとる。

(2) 部分安全係数

r_m : 材料及び／または部材に対するもの

r_f : 作用または断面力 sollicitation にたいするもの

$r_m, r_f = f$ (材料，作用のタイプ，構造物の性質，使用目的，人命と公益への影響)

(a) r_f : $r_f = \text{fonction} (r_{f1}, r_{f2}, r_{f3})$

r_{f1} : 特性値より危険側の値に偏った作用に出会う可能性を考慮する。材料と無関係にその値を定める。

r_{f2} : この係数は，作用がその組合せの中ですべて特性値をもつことは小さい確率でしか起り得ないことを考慮する。

○材料と無関係にその値を定める。

○限界状態と作用とに応じて，つぎの値をとる。

= ψ_0 : 終局限界状態

= ψ_1 : 使用限界状態：ひんぱんに生起する作用を求めるための係数

= ψ_2 : 使用限界状態：殆んど永久的に作用する作用を得るための係数

r_{f3} : 断面力 sollicitation の決定における不正確さ，その不正確さが安全性に及ぼす影響。

施工の不正確さが断面力に及ぼす影響を考慮する。

組合せの基準 règleの中には含まれない。

(b) r_m : この係数は，種々の材料で提供される安全性の相違する aspects を考慮に入れるため

$$r_{m1}, r_{m2}, \dots$$

に分解する（その方が効果的ならば），

一般に r_m はつぎの事象を考慮に入れるための係数である。

— 材料または部材の強度が指定されたそれらの特性値より危険側の値となる可能性。

— 構造物内の材料または部材の強度が，供試体の試験値から相違する可能性。

— 構造材料または部材の局所的強度低下の可能性，とくに，施工法 procédé に因るもの，建造工法に因るもの。

— 材料強度から部材強度を求める際の不正確さ，とくに，施工の不正確さが強度に及ぼす影響

(c) r_n : 補正係数

r_m , r_f を修正 adjuster するための係数

この係数は，つぎの 2 つの係数の関数

$$r_n = \text{fonction} (r_{n1}, r_{n2})$$

r_{n1} : 構造物の使用不能となるモード

すなわち，可塑性的破壊によるか，ぜい性的破壊によるか

r_{n2} : 使用不能の影響の重大さ

r_m または r_f を修正する合理的方法のみを構成するものである。

(3) 設計の手順

限界状態設計方法を水準Ⅰの検証方法によって構成する場合，それが具体的にはどのような形の設計基準となり，どんな順序で設計を行うことになるか，をごく概略述べる。

(i) 設計の最初の手順としては，まず建造しようとする構造物の様式・形式および形状寸法について，その概略を想定する。また，設計基準に規定されている荷重のうち，設計に考慮する必要があるものを明確にする。

勿論，その構造物建造の目的を明確にし，設計に考慮しようとする荷重，想定した構造寸法等が，構造物の使用目的とその環境条件に適合するかどうかを検討することが必要である。

(ii) 設計基準で定義されている限界状態およびその検証方法について，検討を行なう。

すなわち，設計基準では，終局限界状態および使用限界状態を明確に定義しておくことが必要であると同時に，その限界状態に対する安全性の検証方法を具体的に明示しておかなければならない。限界状態は，表 1 と表 2 に示した原因によって達するものがあり，これらの各々について，その安全性の検証方法を確立することが必要となるのである。

(iii) 設計基準によって，所定の部分安全係数の値を決める。すなわち，設計基準では，材料安全係数，荷重安全係数，性状安全係数等を各材料毎に，各構造部材毎に，定義しておくことが必要である。表 3 は，これらの部分安全係数の一例を参考のために示したものである。

(iv) 設計基準によって定義された材料強度の特性値とを決定する。これらの特性値は，設計計算において構造物が危険側となる側へ，5%の確率で越えるような限界値である。

設計基準に定義されていない材料や荷重の特定値については，これと同様な方法で定義することが必要である。

(v) 設計に考慮すべき荷重の組合わせを決定する。

設計基準では，設計に考慮すべき荷重の組合わせを決定するルールを明示しなければならない。この場合，同時に，組合わされた荷重の特性値をどのように決定するか，を明確に示しておかなければならない。

(vi) 使用材料の品質を決定する。

設計基準では，鉄筋，コンクリート等について何段階かのクラスに分類した品質を定義しておき，構造物の使用目的，重要度，環境条件等に応じてこれらの品質のどれをどのようにして選定するのか，そのルールを明確に示しておくことが必要である。また，ある品質水準の材料を用いて設計を行なった場合，その品質水準を確保するために，現場でどのような処置（品質管理その他）を講ずる必要があるか，を明示していなければならない。

- (vii) 以上のデータを基礎として、水準Ⅰのいわゆる「半確率論的設計方法」の設計手法を用いることができる。すなわち、基準に明記された設計方法を用い、基準に示された荷重を、基準に示された値以上の安全度で支持するような構造物を確実に設計することができるのである。
- (viii) 一通りの設計計算が終了した後比較のため、構造物の様式・形式、構造寸法、使用材料の品質等を変更し、(i)から(vii)までの手順に従って、計算を行なう。これによって、より経済的な設計の構造を選定することが可能となる。
- (ix) 経験に基礎をおく適切な技術的判断によって、最も適切な構造を選定する。すなわち、その選定の根拠を基準に明記することはむずかしいが、経験豊かな構造技術者の判断によって、その構造が、設計計算のパラドックスに陥っていないか、局部的な欠陥がないか、全体として安全性のつり合いがとれているか等について検証するのである。

5. プレストレストコンクリートの限界状態

(1) プレストレストコンクリートはりの一般的性質

図1は、プレストレストコンクリート部材の断面に作用する曲げモーメントとP C鋼材の応力度およびコンクリートの圧縮縁応力度との関係を求めた例を模式的に示したものである。この図は、次のような性質を説明している。

- i) プレストレストコンクリートはりでは、荷重による曲げモーメントが作用する以前にも、コンクリート及びP C鋼材にかなり大きい応力が作用している（図：D）。
- ii) P C鋼材の引張応力は、荷重による曲げモーメントが大きくなると増加するが、コンクリートに曲げひびわれが生ずる以前は、その増加量はごく小さい（図：D F）。
- iii) プレストレストコンクリートはりのひびわれ荷重 M_f は大きく、コンクリートに曲げひびわれが生ずる以前は、鉄筋コンクリートはりの場合と相違して非常に弾性的な性質を示す。
- iv) プレストレストコンクリートはりでは、多少のひびわれが生じて鉄筋コンクリートはりに比してかなり弾性的で荷重を取り除いた後は、ひびわれが閉じてしまい、残留たわみも非常に小さい。
- v) P C鋼材の引張応力度およびコンクリート上縁の圧縮応力度は、コンクリートに曲げひびわれが生じた後は、荷重による曲げモーメントの増加に応じて、比較的急に増加する（図：F U, F' U'）。

(2) 検討を必要とする応力状態

このようにプレストレストコンクリートはりにおけるコンクリートおよびP C鋼材の応力度は単純に荷重による曲げモーメントの大きさに比例すると考えることはできない。また、特にP C鋼材の応力はコンクリートの曲げひびわれが大きくなると、急に大きくなる傾向がある。それで、プレストレストコンクリートはりを変形限界状態、ひびわれ限界状態、終局状態などの各種の限界状態に対して安全であるように設計するためには、それぞれの限界状態に対して、との安全性を別々に検討することが必要となる。

また、プレストレストコンクリートは、工事中、コンクリートはりはプレストレストを与えたり、個々のはりを運搬・架設したりするほか、使用状態ではコンクリートの乾燥収縮、クリープ、P C鋼材のレラクセーションなどによってプレストレスが幾分減少し、たわみが増加するので、その構造形式、支持状態などが種々に変化する場合が多い。したがって、プレストレストコンクリートはりの設計にあたっては、これらのすべての状態について、上で述べた各種の限界状態に対する検討が必要となる。

死荷重の作用状態においてP C鋼材に作用する引張力の大きさは、プレストレッシングの直後に最大であり、その後はP C鋼材のレラクセーションとコンクリートの乾燥収縮およびクリープによって、次第にある程度まで減少する。したがって、普通の場合、プレストレストコンクリートの設計計算においては、次の各状態について、断面の変形や応力の状態が所要の条件を満足しているかどうかの検討を行わなければならない。

1. プレストレッシング中の状態
2. プレストレスを与えた直後の状態

3. 部材の運搬・架設中の状態

4. PC鋼材のレラクセーションとコンクリートのクリープおよび乾燥収縮が終わった状態

これらの各状態のうち2および4の状態を検討することが必要な部材断面の応力や変形の条件を要約してまとめると、表3のようである。

表 3

	荷重状態	検証すべき条件		
プレストレスを与えた直後の状態	PC鋼材緊張力	$\sigma_{coi} \geq \sigma_{ta1}$	上 応 力 緑 度	応力度に よる検討
	自重	$\sigma_{cui} \leq \sigma_{ca1}$	下 応 力 緑 度	
コンクリートの乾燥収縮およびクリープとPC鋼材のレラクセーションが終了した後の状態	PC鋼材緊張力	$\sigma_{coe} \leq \sigma_{ca2}$	上 応 力 緑 度	安全度による検討
	自重	$\sigma_{cue} \geq \sigma_{ta2}$	下 応 力 緑 度	
	積 載 荷 重	$\sigma_{cuc} \geq 0$	曲 げ 強 度	
	変 動 荷 重	$\gamma_{ft} \geq 2.5$ $\gamma_{fd} \geq 1.3$ $\gamma_f \geq 1.3$	せん断強度	
PC鋼材緊張力, 自重, 積載荷重, 変動荷重		$\delta \leq \delta_0$	変 形	

(圧縮: 正)

σ_{ta1} : プレストレスを与えた直後のコンクリートの許容引張応力度
 σ_{ca1} : プレストレスを与えた直後のコンクリートの許容圧縮応力度
 σ_{ta2} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープとPC鋼材のレラクセーションが終了した後のコンクリートの許容引張応力度
 σ_{ca2} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープとPC鋼材のレラクセーションが終了した後のコンクリートの許容圧縮応力度
 γ_f : 荷重作用に関する安全係数

(3) プレストレスを与えた直後の状態

プレストレストコンクリートは、永久荷重（たとえば自重）や変動荷重（たとえば活荷重）によって生ずる引張応力を打ち消すために部材引張部に大きい圧縮応力を与え、逆に、活荷重による圧縮部にはなるべくプレストレスの圧縮応力を与えないようにPC鋼材を配置して、プレストレスを与えるのが適当である。また、プレストレスの大きさは工事中および使用期間において、断面応力が過大となったり過小となったりして、破壊や有害なひびわれが生じないように、これを定めなければならない。

プレストレスを与えた直後の上縁応力度の検討は、この状態で上縁にひびわれ発生のおそれがないかどうか、また、ひびわれがある程度許容される場合には、そのひびわれが過大でないかどうかを明らかにするために行われる。プレストレスを与えた直後で、自重のみが作用して積載荷重がまだ全く作用していない状態は、普通、工事中のある期間だけに限られており、一時的であって、けたの使用状態においては静積載荷重による圧縮応力が上縁付近に常に作用している場合が多いので、プレストレスを与えた直後の状態で上縁に多少のひびわれが生じたとしても、けたの強度や耐久性に実害がない場合が多い。

プレストレスを与えた直後の下縁応力度の検討は、プレスレッシングの際に、部材（はり）の下縁付近のコンクリートが破壊するおそれがないかどうか、また、破壊するおそれがないにしても、応力が過大ではりの変形が大きくなったり、クリープ変形が過大となったりするおそれがないかどうか、を明らかにするために行われる。しかし、これらの恐れがいずれも全くないからといって、この状態の下縁応力度を大きい値まで許容することになると、全荷重が作用した状態で下縁に無駄な大きい圧縮応力が残ってしまうようになるだけでなく、PC鋼材の断面積もそれだけ大きくしなければならなくなって、下経済である。普通の場合、プレストレスを与えた直後の状態における下縁応力度の値は全荷重が作用した状態で下縁の応力度が過少にならないようにするという条件によって決まり、下縁付近のコンクリ

ートの破壊や過小な変形が生ずる恐れを避けようとする条件は結果として満足されている場合が多い。

(4) 供用状態

積載荷重や変動荷重が作用した状態における各種の限界状態に対する安全性は、コンクリートの乾燥収縮およびクリープとP C鋼材のレラクセーションとが進行し、プレストレスが減少するほど、危険側となるのが普通であるから、一般にはこれらが完全に終了したと仮定した状態について、検討を行う。プレストレスが低下する現象が實際上終了したと考えられる最終の状態におけるプレストレスを、有効プレストレス、このときのP C鋼材の引張応力度を、有効引張応力度と呼んでいる。この状態における上縁応力度の検討は、積載荷重と変動荷重とが作用した状態で、上縁付近のコンクリートが局部的に破壊する恐れがないかどうか、疲労破壊する恐れがないかどうか、を明らかにするために行う。

積載荷重と変動荷重とが作用する状態の下縁応力度の検討は、この状態で下縁にひびわれ発生の恐れがないかどうか、ひびわれがある程度まで許容されるにしてもそれが過大でないかどうか、を検討するために行われる。プレストレストコンクリートには、腐食しやすいP C鋼材が用いられるので、ひびわれの発生やひびわれ幅の限界状態に対する検討が特に大切である。

部材断面が普通の使用状態で破壊に対してどれほどの安全性を有するかを明らかにすることは、その構造部材が使用の目的を達することを保証するために特に重要である。プレストレストコンクリートの場合は、部材断面のコンクリートとP C鋼材の応力は荷重の大きさに比例しないので、この検討を行うには、多くの実験によって直接確かめられた終局強度の計算方法を用いることが必要である。

以上のほかに、プレストレッシング中の安全を保証するためには、特にプレストレッシング中のP C鋼材の応力度を一定限度以下とすることが必要である。

また、普通の状態では、プレストレストコンクリート部材を正常に使用できるためにはクリープによる部材の変形が過大でないかどうか等の検討を行わなければならない。

6. 断面応力の計算

(1) 応力度計算上の仮定

曲げモーメントや曲げモーメントと軸方向力とを受ける部材断面の応力度を計算する場合には、一般に次の仮定が行われている。

1. 維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
2. コンクリートは引張応力を受けない。
3. コンクリートのヤング係数は一定である。
4. 付着のある緊張材および鉄筋のひずみは、それぞれ、その位置におけるコンクリートのひずみに等しい。

これらの仮定は普通の鉄筋コンクリートにおける曲げ応力度の計算に用いる仮定と特に相違するものではない。プレストレストコンクリートでは緊張材に付着のない構造のものがあつた、この構造の場合には緊張材とコンクリートとのひずみが相等しいとする仮定を用いることは適当でない。

また、プレストレストコンクリートの場合は、一般の使用状態で部材断面に生ずる応力は、コンクリートの強度に比して十分に小さいので、その状態における応力度を求めるにはコンクリートのヤング係数を一定として弾性理論によってよいとしている。

普通の使用状態でひびわれがでないように設計されるプレストレストコンクリートで、断面に引張応力が生じない場合は、応力度の計算に用いる仮定として、コンクリートが引張応力を受けないとする仮定は必要がない。また断面に小さい引張応力が生ずる場合は、実際にひびわれがでる場合があると考えられるが、この場合でも、コンクリートがあたかも引張応力を受けるとして求めた応力度の値は、コンクリートが引張応力を受けないとして求めた応力度の

値と差がない。したがって、普通の使用状態でひびわれがでないように設計されるプレストレストコンクリートの応力度の計算には、コンクリートの全断面が応力を受けるとして計算してよいのが普通である。しかし、このように考えることは、“コンクリートが引張応力を受ける”とすることを意味するのではない。普通の使用状態で部材引張部にひびわれが生ずることを認めて設計されるプレストレストコンクリートでは、一般に、コンクリートが引張応力を受けない、として応力度の計算を行う必要があることは当然である。

(2) 断面諸元

プレストレストコンクリートの設計計算に用いる部材断面の諸元は、計算の簡単のために次のようにして求められる。

1. 断面の垂直応力度を求める場合には、断面内に設けられた部材軸方向のダクト等の孔は、これにグラウトを注入した場合にもその部分を有効断面と見なさない。
2. コンクリート緊張材との間に付着が生じた後の状態について、その換算断面の諸元を求めるには、P C鋼材とコンクリートとのヤング係数比 n を一般の場合に対して、 $n = 6$ としてよい。
3. ヤング係数が相違するコンクリートを合成した断面の換算断面を求める場合、それらのヤング係数の比としては、円柱供試体で求めた普通の許容応力度程度の応力度におけるヤング係数の比を用いる。

(3) プレストレスを与えた直後における縁応力度

(a) プレテンション方式

プレテンション方式、P C鋼材の両端をアバットに固定し、所定の引張力 P を与えたままの状態ではコンクリートを打ち込み、硬化させ、P C鋼材とコンクリートとの付着が生じた後に、P C鋼材をアバットから開放し、P C鋼材引張力の反力をコンクリート体の両端に作用させる。この場合、P C鋼材の引張力 P はコンクリート体の両端部のある区間において、コンクリートとの付着によってコンクリート体に伝えられるので、P C鋼材の引張力の反力はこの区間に分布して作用すると考えられる。この場合、P C鋼材とコンクリートとは付着によって一体的になるので、部材の断面は両者の複合断面であって、断面計算には次のような換算断面を用いることが必要である。

$$A_e = A_o + (n - 1) A_p = A_c + n A_p$$

$$I_e = I_o + e_{pe}^2 (n - 1) A_p = I_c + e_{pe}^2 n A_p$$

ここに A_e : P C鋼材断面を考えた換算断面の断面積

I_e : P C鋼材断面を考えた換算断面の断面二次モーメント

A_o : P C鋼材断面の部分にもコンクリートがあると考えた場合のコンクリート断面積

A_c : コンクリートの断面積 (P C鋼材断面の部分を含まず)

n : P C鋼材とコンクリートとのヤング係数比

A_p : P C鋼材断面積

I_o : P C鋼材断面の部分にもコンクリートがあると考えた断面の断面二次モーメント

I_c : コンクリート断面 (P C鋼材断面の部分を含まず) の断面二次モーメント

e_{pe} : 換算断面図心からのP C鋼材の偏心量

プレストレスを与えた直後における部材断面の応力度は、プレストレッシングによって部材が上向きに反り上がり、ベンチから浮き上がる場合は、

$$\sigma_{coi} = \frac{P_i}{A_e} k_{eo} + \frac{M_d}{I_e} y_{eo}$$

$$\sigma_{cui} = \frac{P_i}{A_e} k_{eu} - \frac{M_d}{I_e} y_{eu}$$

ここに σ_{coi} : プレストレスを与えた直後のコンクリートの上縁応力度

σ_{cui} : プレストレスを与えた直後のコンクリートの下縁応力度

P_i : プレストレスを与えた直後のP C鋼材引張力

M_d : コンクリートはりの自重による曲げモーメント

y_{eo} : 換算断面図心から上縁までの距離

y_{eu} : 換算断面図心から下縁までの距離

r_e^2 : $r^2 = I_e / A_e$

k_{eo} : $k_{eo} = 1 - e_{pe} y_{eo} / r_e^2$

k_{eu} : $k_{eu} = 1 + e_{pe} y_{eu} / r_e^2$

ここで、ベンチ上の部材にプレストレスを与えた直後、部材がベンチから浮き上がらなければ、近似的に、部材に曲げモーメントは作用しないとしてよいから、プレストレッシング直後の上縁応力度 σ_{coi} および下縁応力度 σ_{cui} はそれぞれ等しいと考えてよい。

(b) ポストテンション方式の場合

ポストテンション方式で、プレストレストコンクリート部材を造る場合、プレストレッシングの際に、P C鋼材は、普通、コンクリート部材断面内に設けられた小さい径のダクト内に配置され、まだグラウトされていない状態にある。プレストレッシングは、コンクリート部材端にジャッキの反力をとらせて、緊張したP C鋼材を開放するときに、定着具によってコンクリート部材端に固定するので、このときにはコンクリート部材端にP C鋼材の引張力に等しい大きさの軸方向圧縮力が作用し、コンクリート部材の内部ではダクトの内壁を通して、P C鋼材にほぼ垂直方向の分布力が作用する。この状態では、コンクリート断面はP C鋼材引張力による軸方向圧縮力 P 、ダクト内壁の分布力 p および自重 W_d による応力を、ダクトの穴があいた断面で受けるから断面の応力度は次のように表わされる。

プレストレッシングの結果、はりが製作台から反り上がり、その両端で支持される場合は自重による曲げモーメント M_{d1} が作用する。プレストレスを与えた直後のプレストレスは

$$\sigma_{ct}' = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \cdot e_{pc}}{I_c} y_c'$$

$$\sigma_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \cdot e_{pc}}{I_c} y_c$$

この場合の上縁、下縁の応力度は、はりの自重が作用していると考えるとそれぞれ

$$\sigma_{ct}' + \frac{M_{d1}}{I_c} y_c'$$

$$\sigma_{ct} - \frac{M_{d1}}{I_c} y_c$$

ここで σ_{ct}' : プレストレスを与えた直後のコンクリートの上縁のプレストレス

σ_{ct} : プレストレスを与えた直後のコンクリートの下縁のプレストレス

P_t : プレストレスを与えた直後、P C鋼材に作用している引張力

A_c : ダクトの孔の部分を含まないコンクリートの断面積

I_c : ダクトの孔の部分を含まないコンクリート断面の断面二次モーメント

e_{pc} : ダクトの孔の部分を含まないコンクリート断面の図心からのP C鋼材偏心量

y_c' : ダクトの孔の部分を含まないコンクリート断面の図心から上縁までの距離

y_c : ダクトの孔の部分を含まないコンクリート断面の図心から下縁までの距離

M_{d1} : はりの自重による曲げモーメント

プレストレスを与えた後、シース内にグラウトを注入し、P C鋼材とコンクリートとの付着を生じさせる場合、このグラウトは、けたのコンクリートのクリープによって将来ある程度の圧縮ひずみを受けるが、十分なプレストレスが与えられないと考えるのが安全である。それでグラウトを行った後のけたの断面としては、グラウトの部分が無視

し P C 鋼材断面の影響を考慮した換算断面とするのが適当である。グラウトの注入・硬化後に作用する曲げモーメント M_{d2} があれば、これによる縁応力度は、

$$\sigma_{cd2} = \frac{M_{d2}}{I_e} y_e'$$

$$\sigma_{cd2} = \frac{-M_{d2}}{I_e} y_e$$

である。

プレストレッシングの結果、はりが製作台の上に反り上がらない場合には、 $P_c \cdot e_{pe}$ 、 M_{d1} 、および M_{d2} による応力度の項を除外して考えればよい。

(5) 積載荷重による応力度

プレストレストコンクリートけたが架設され、使用に供される場合、積載荷重のほか、自動車、列車などの変動荷重を受ける。これらの荷重が作用するときにはプレテンション方式で造られたはりはもちろん、ポストテンション方式で施工されたはりでも、すでに P C 鋼材とコンクリートとの付着が生じているのが普通であるから、一般に、はりの断面としては、P C 鋼材断面を考慮した換算断面を計算に考えるのが適当である。すなわち、

$$\sigma_{cl}' = \frac{M_e}{I_e} y_e'$$

$$\sigma_{cl} = \frac{-M_e}{I_e} y_e$$

(6) 有効プレストレスと合成応力度

(a) 有効プレストレス

コンクリートに与えられるプレストレスの大きさは、コンクリートの乾燥収縮とクリープ、P C 鋼材のリラクセーションなどによって減少し、長時間を経過した後に、ある一定値に達する。

一般に、上縁および下縁の有効プレストレス σ_{ce}' および σ_{ce} は、プレストレスを与えた直後の応力度 σ_{ct}' および σ_{ct} によって、それぞれ

$$\sigma_{ce}' = \eta \sigma_{ct}'$$

$$\sigma_{ce} = \eta \sigma_{ct}$$

ここに η : 有効係数

$$\eta = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}}$$

σ_{pe} ; P C 鋼材有効引張応力度

σ_{pt} ; プレストレスを与えた直後の P C 鋼材引張応力度

である。 η の値は、プレストレスの最初の大きさ、プレストレスを与えるときのコンクリートの材令、はりの断面形状・寸法、コンクリートの配合、プレストレストコンクリートはりをを用いる環境の気象条件などによって相違するが、一般に 0.8 ~ 0.9 程度の場合が多い。

(b) 合成応力度

プレストレストコンクリートはりは、その使用状態において一般にプレストレスが減少した状態が危険側となるので、縁応力度 σ_c' および σ_c の計算には、有効プレストレスを用いる。すなわち、

$$\sigma_c' = \sigma_{ce}' + \sigma_{cd1}' + \sigma_{cd2}' + \sigma_{ce}'$$

$$\sigma_c = \sigma_{ce} + \sigma_{cd1} + \sigma_{cd2} + \sigma_{ce}$$

(7) せん断応力度と斜引張応力度

(a) せん断応力度

プレストレストコンクリートはりに作用するせん断応力は、自重その他の静荷重によるもの、活荷重によるもの、P C鋼材がわん曲して配置されている場合はP C鋼材引張力の鉛直分力などである。P C鋼材は、単純ばりの支点付近では支点に向かって曲げあげられているので、P C鋼材引張力の鉛直分力は荷重によるせん断力を減ずるように作用する。

$$S_c = S_d + S_l - P_e \sin \alpha$$

$$\tau_y = \frac{S_c}{bI} \int y dA = \frac{S_c \cdot Q_y}{bI}$$

$$Q_y = \int_y^{y_u} y dA$$

ここに S_c : はりの断面に作用するせん断力

S_d : 死荷重によるせん断力

S_l : 活荷重によるせん断力

P_e : P C鋼材の有効引張力

α : P C鋼材がはりの軸となす角

τ_y : 断面図心軸から y の距離の位置におけるせん断応力度

I : はりの断面二次モーメント

(b) 斜引張応力度

プレストレストコンクリートはりの断面では、断面図心の位置で軸方向の圧縮応力度が0とならないから、鉄筋コンクリートにおけるようにせん断応力度 τ の値で斜引張応力の大きさを判断することはできない。

斜引張応力度を σ_1 とすると、

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_c}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

ここに σ_c : コンクリートの軸方向圧縮応力度

τ : コンクリートのせん断応力度

斜引張応力の作用する方向が部材軸となす角を α とすると、

$$\tan 2\alpha = -\frac{2\tau}{\sigma_c}$$

であり、斜引張応力の方向は、コンクリートのせん断応力度と軸方向圧縮応力との影響を受けるので、プレストレスの大きさによっても相違することがわかる。それで、斜引張応力度が最も大きい断面内の位置を求めるには、断面全体について σ_1 を計算してみることが必要となるのであるが、一般には、簡単のため、断面図心における σ_1 の値を最大値と考えて大差がない。

7. 曲げ破壊に対する安全度の検討

(1) 曲げ破壊抵抗モーメントの計算上の仮定 (図3参照)

曲げ破壊の終局状態における抵抗モーメントを計算する場合、一般に次の仮定が行われている。

1. 維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
2. 付着のある緊張材および鉄筋のひずみは、それぞれ、その位置におけるコンクリートのひずみに等しい。
3. コンクリートは引張応力を受けない。
4. コンクリートの応力度ひずみ曲線は、適当と認められたものを用いる。
5. P C鋼材の応力度ひずみ曲線は、適当と認められたものを用いる。

6. 曲げを受ける部材のコンクリートの最大曲げ圧縮ひずみは3.5%とする。また、軸方向圧縮のみを受ける部材の最大圧縮ひずみは2%とし、両者の中間的な状態におけるコンクリートの最大のひずみは、この二つの値の中間の値とする。

これらの仮定のうち、1, 2, 3, の仮定は、一般の鉄筋コンクリートで用いられている仮定と同様のものである。また、コンクリートおよび鉄筋のひずみと応力度との関係は、鉄筋コンクリート部材の曲げ破壊抵抗モーメントを求める際に用いられるものと同様である。

プレストレストコンクリート部材が、大きい曲げモーメントを受けて破壊しようとするときのコンクリートの縁ひずみの最大値は、部材断面の形状寸法、鉄筋量、荷重作用の性質などによってかなり相違することが、実験によって認められている。しかし、曲げ破壊抵抗モーメントの計算にこの縁ひずみをあまり大きくすると、終局状態において、部材の変形を大きく許容しすぎる結果となる。普通の鋼材量を有する長方形断面やT形断面の曲げ部材の場合に、適当な縁ひずみの最大値として、一般に、3.5%（または3.0%）が用いられている。また、中心軸方向力を受けるコンクリート部材では、このように大きい縁ひずみを生ずることはごくまれであって、実験結果からこの場合に適当な縁ひずみの最大値として2%が一般に用いられている。

なお、断面の破壊の安全度を求める場合には、部材軸に直角方向のダクトなどの孔は特別な場合を除いて、これをコンクリート断面から差し引かなくてよい。

(2) 曲げ破壊抵抗モーメントの計算

曲げモーメントを受けたプレストレストコンクリート部材断面においてコンクリートの圧縮破壊が生ずるときに、引張鉄筋およびP C鋼材が降伏しているものとする、

$$A_p \sigma_{py} + A_s \sigma_{sy} = \beta_2 f'_c \cdot b \cdot a \quad (\beta_2 = 0.85)$$

$$\frac{a}{d_p} = \frac{A_p \sigma_{py} + A_s \sigma_{sy}}{\beta_2 f'_c b d_p}$$

$$M_u = A_p \sigma_{py} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \sigma_{sy} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

8. せん断

(1) せん断の一般的性質（図4、図5参照）

腹部幅が比較的狭いプレストレストコンクリートばりに集中荷重が作用すると、一般に図に示すような斜ひびわれが発生する。すなわち、支承に近いA区間ではひびわれは発生せず、B区間では腹部のみに斜ひびわれが発生し、スパン中央部のC区間では曲げひびわれが発生してそれが斜ひびわれにつながった形になっている。そして、せん断力によってスターラップに発生する応力度に関して言えば、C区間では大きいのに対し、B区間では終局荷重が作用した場合でも大変小さく、設計上もあまり問題にならない。したがって、プレストレストコンクリート部材のせん断力に対する検討は主にC区間を対象に行われる。

せん断力によってC区間のスターラップに発生する応力度は、図5に示すように、ひびわれが発生するまでは大変小さく、ひびわれが発生した後は、プレストレスの無いはりと同じような割合で応力度が上昇する。さらに、ひびわれ発生応力は導入したプレストレス量によって明らかに異なり、プレストレス量が大きければ大きくなる傾向にある。

このことから、プレストレストコンクリートにおいては、斜引張鉄筋以外で受けるせん断力 S_{ed} は、プレストレス量の影響を考えて、鉄筋コンクリート部材における値に $\left(1 + \frac{M_o}{M_d} \right)$ を乗じたものと仮定しても良いと考えられている（ここに、 M_o は考慮する断面における引張縁のプレストレスが0になる曲げモーメント。 M_d は、考慮する断面における最大モーメント）。

(2) 土木学会の計算方法

我が国の土木学会プレストレスト標準示方書によるプレストレストコンクリート部材のせん断力に対する検討は、以下のようにして行う。

(a) 斜引張鉄筋の計算を必要としない場合

破壊計算用せん断力 S_{rd} が S_{cd} を越えないようにする。もし越える場合には b によって、斜引張鉄筋によって補強しなければならない。

ここに、

$$S_{rd} = S_d - S_{hd} - S_{pd}$$

S_d : 破壊に対する安全度を検討するための荷重による計算用せん断力

S_{hd} : せん断力に与えるけた高変化の影響

S_{pd} : 緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分

$$S_{pd} = P_{ed} \sin \alpha$$

P_{ed} : 緊張材の計算用有効引張力

α : 緊張材と部材軸方向とのなす角

$$S_{cd} = 0.40 \sigma_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{M_o}{M_d}\right)$$

$$\text{ただし } \left(1 + \frac{M_o}{M_d}\right) \leq 2$$

$$\sigma_{ctd} = \frac{\sigma_{ctk}}{\gamma_{mc}} : \text{コンクリートの破壊計算用引張強度}$$

σ_{ctk} : コンクリートの引張強度であって、表 4 に示す値を用いてよい。

γ_{mc} : コンクリート強度に関する安全係数で、1.5 程度を標準とする。

b_w : はりの腹部幅

d : はりの有効高さ

M_o : 考慮する断面での引張縁の計算用プレストレスが 0 になる曲げモーメント

M_d : 考慮する断面での破壊計算用曲げモーメント

$$(\text{道路橋の場合には } \frac{S_{rd}}{b_w \cdot d} \text{ が } \left(1 + \frac{M_o}{M_d}\right) \text{ を越えないようにする。})$$

(b) 斜引張鉄筋の計算を必要とする場合

作用するせん断力が(a)の制限値を越える場合には、以下のように部材断面および斜引張鋼材を定める。

a) 破壊計算用せん断力 S_{rd} が、最大せん断力 $S_d \text{ max}$ を越えないようにする。

ここに、

$$S_d \text{ max} = 0.2 \sigma_{cd} b_w \cdot d$$

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_{mc}} : \text{コンクリートの破壊計算用圧縮強度}$$

b_w : はりの腹部幅、腹部内に配置されているダクトの直径が大きく、腹部幅の $1/8$ 以上となる場合には、この式に用いる腹部の幅は実際の腹部幅 b_w より小さくとり、一般には、その断面に配置されているダクト直径 ϕ の半分の総和だけ減じて $b_w - \frac{1}{2} \sum \phi_i$ としてよい。

b) 斜引張鋼材は、次式で求めた断面積以上にする。

1. 部材軸に直角なスターラップ

$$\frac{A_{ws}}{S} = \frac{1.15 S_v}{d \cdot \sigma_{syd}}$$

2. 斜引張鋼材として特別に配置した緊張材

$$\frac{A_{ws}}{S} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha = \frac{1.15 S_{vp}}{d \cdot \sigma_{pyd}}$$

ここに、

A_{ws} : 区間 S におけるスターラップの断面積

A_{wp} : 区間 S における斜引張緊張材の断面積

S_v : スターラップが受けるせん断力

S_{vp} : 斜引張緊張材が受けるせん断力

$$S_v + S_{vp} = S_{rd} - S_{cd}$$

$$\left[\text{道路橋では、この場合の } S_{cd} = b_w \cdot d \cdot \tau a \left(1 + \frac{M_o}{M_d} \right) \right]$$

$$\sigma_{syd} = \frac{\sigma_{sy}}{\gamma_{ms}} : \text{スターラップの破壊計算用降伏点応力度}$$

$$\sigma_{pyd} = \frac{\sigma_{py}}{\gamma_{ms}} : \text{斜引張緊張材の破壊計算用降伏点応力度}$$

ただし、 $(\sigma_{ped} + \sigma_{syd})$ 以下とする。

[道路橋では $\sigma_{yd} = \sigma_{sy}$, $\sigma_{pyd} = \sigma_{py}$ とする]

σ_{sy} : スターラップの降伏点応力度、ただし、4,000 kg/cm²以下とする。

σ_{py} : 斜引張緊張材の降伏点応力度

γ_{ms} , γ_{mp} : 鉄筋および緊張材の降伏点応力度に対する安全係数で、一般に、1.1程度とする。

$$\sigma_{ped} = \gamma_p \sigma_{pe} : \text{斜引張鋼材の計算用有効引張応力度}$$

γ_p : 緊張材の有効引張力に関する安全係数

σ_{pe} : 緊張材に作用している有効引張応力度

α : 斜引張緊張材と部材軸方向とのなす角

なお、斜引張鋼材の計算は、支承位置からけた高 h の $1/2$ の距離の区間については、一般にこれを行う必要はない。ただし、支承位置から $\frac{h}{2}$ の距離の断面で求めた斜引張鋼材と同等の量をその区間にも配置しなければならない。

c) I種およびII種では、コンクリートの斜引張応力度は、コンクリートの許容斜引張応力度を越えないようにする。

(c) 最小斜引張鋼材

はりには、次式で求まる断面積以上のスターラップを配置しなければならない。

$$\frac{A_{ws}}{b_w \cdot S} \geq 0.15 \% : \text{異形鉄筋の場合}$$

$$\geq 0.25 \% : \text{普通丸鋼の場合}$$

ここに、

A_{ws} : 区間 S におけるスターラップの断面積

b_w : はりの腹部幅

S : 斜引張鋼材の部材軸方向の間隔

$$\left. \begin{array}{l} \text{道路橋の場合} \\ \text{i) けた 異形鉄筋を用いる場合} \\ \quad A_{ws} = 0.002 \cdot b_w \cdot S \cdot \sin \alpha \\ \quad \text{普通丸鋼を用いる場合} \\ \quad A_{ws} = 0.003 \cdot b_w \cdot S \cdot \sin \alpha \end{array} \right\}$$

$$ii) \text{ 柱 } \quad A_{ws} = 0.0015 \cdot b_w \cdot S \cdot \sin \alpha$$

ここに α : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度

表4 部分安全係数

r_a および r_b の値（一般）	普 通 鋼 材 またはPC鋼材	コ ン ク リ ー ト	
極限限界状態	$r_a=1.15$	十分注意して製造し管理した場合（工場製品 のプレキャスト部材）	$r_b=1.4$
		現場または工場で製造されたコンクリート でこの指針に従って管理された場合	$r_b=1.5$
使用限界状態	$r_a=1$	$r_b=1$	
	すなわち、構造物の挙動を評価するためにコンクリートおよび鋼材の 機械的性質から特性値に対応した計算用強度を決めることである		

表5 コンクリートの引張強度 σ_{ctk} (kg/cm²)

σ_{ck}	300	400	500	600
σ_{ctk}	20	24	28	32

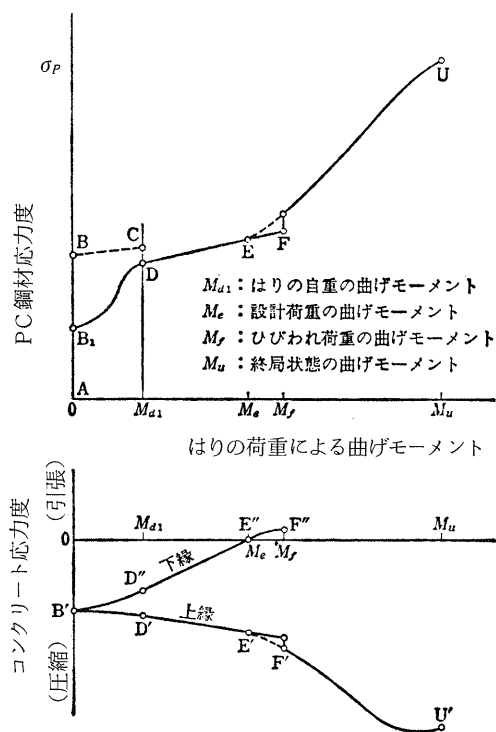
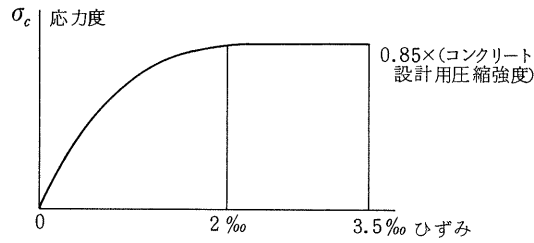
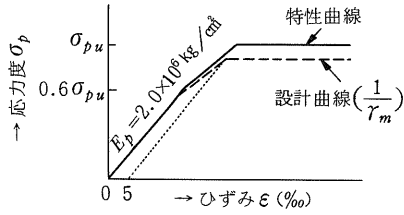


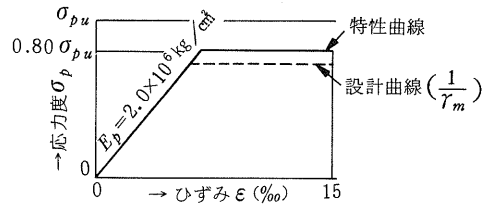
図1 PC鋼材応力度と断面縁応力度の変化



(a) コンクリートの圧縮応力度ひずみ曲線



(b) PC鋼線, PCより線



(c) PC鋼棒2号

図2 設計計算に用いる応力度ひずみ曲線

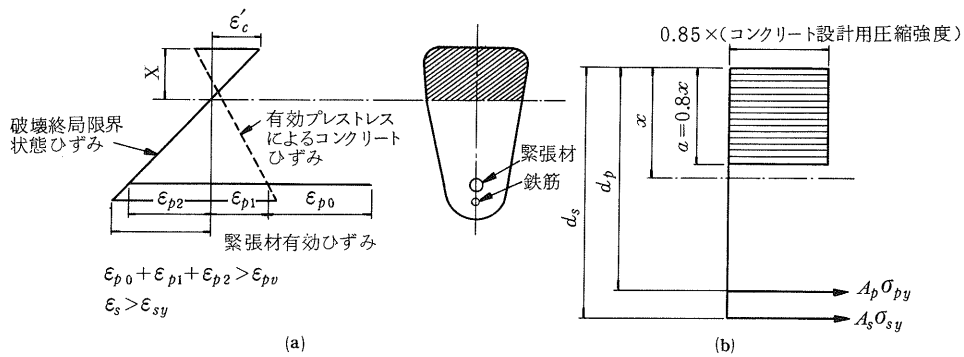


図3

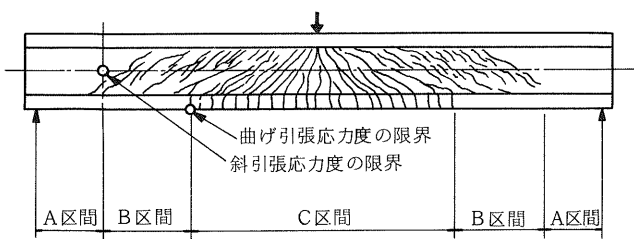


図4

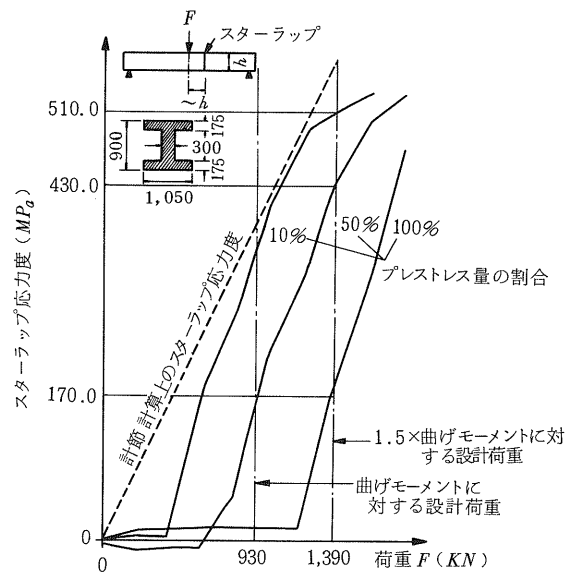


図5

耐久的なPC構造物構築のための注意点

1. まえがき

引張強度の弱いコンクリートにあらかじめ圧縮力を与えて、より小さな断面で曲げに抵抗させようとするプレストレストコンクリート（以後PCと略す）の考え方は、古くから存在した。1890年代から1910年頃まで、普通強度の鋼材を用いたPCの研究が行われたが、コンクリートのクリープ、鋼材のレラクセーションなどによるプレストレスの損失が導入力に比べ大きく、成功しなかった。1928年フレシネーが高強度鋼線を用いたPCを開発するに到り、実用化段階を迎えた。しかしながら、実際に多くのPC構造物が建設されるのは、第二次世界大戦後のことであり、我が国では、1951年のPC橋（長生橋スパン3.4m×3連、石川県）の建設が最初である。このため、PC構造物には40年の歴史しかなく、構造物の耐久性や寿命といった観点からの研究は、やっと基礎的なデータが蓄積され始めたといえる初歩的な段階である。すなわち、PC構造物の耐久性や寿命について、明確な考え方や設計法、施工法が確立されているとは言い難く、現時点で、これまで建設されたPC構造物の損傷例を検討して、我々が今後PC構造物を建設する上での参考とすることは、将来のPC構造物の発展にとり非常に有意義なことであろう。

過去40年程の間に、日本においても欧米においても、非常に多くのPC構造物が建設され、その多くの物は現在でも十分に機能を発揮し、今後長年月の使用に耐えられるとみなされているが、設計、施工上あるいは使用上の原因から欠陥を有し、補修されたり、補修の必要性のあるものも少なくない。このことは、PC構造物に限られたことではなく、鋼構造物、RC構造物においても見受けられる現象で、これら既設構造物の維持管理の問題は、現在、我々に課せられた大きな課題の一つであると言えよう。

これまでのPC構造物の損傷に対する設計、施工法の研究は、欧米においてその成果が多く発表されているが日本では、技術者の間にこの問題に正面から取り組んでいく姿勢がみられず、この分野では、欧米の研究に一步も二歩も遅れをとっていると言える。

我々技術者は、時として自分達の犯した誤り、または不明から生じた失敗について、それを公表するのをよしとしない傾向があるが、このことが再び同じ失敗をくり返すことになり、技術の停滞、ひいては国家社会に大きな損害を与えることになることを忘れてはならない。このために、あえてPC構造物に生じた欠陥例について話題を提供し、この分野での発展を期待する次第である。

2. 橋梁におけるPC構造物に関して

橋梁における耐久的なPC構造物構築のための注意点について、内外のPC構造物の損傷例を基に、設計上及び施工上の観点から概説する。

2-1 PC構造物の損傷例の分類

PC構造物は鋼構造物に比べ、塗装の塗替コストなどの維持費があまりかからないメンテナンスフリーな構造物であるが、決して破損しない構造物ではなく、設計施工上あるいは使用上の誤りから、コンクリートのひびわれ、PC鋼材の腐蝕などの損傷例が少なからず報告されている。

これらPC構造物の損傷は、必ずしも原因の明確なものばかりではなく、種々の原因が複合している場合も多い。ここでは、それら損傷例を、主に設計上の原因によると思われるものと、主に施工上の原因によると思われるものとに分類して示し、できる限りその原因についても言及した。しかしながら、現段階では定量的な検討まで行われているものが少なく、定性的な説明しかできないものが多い。今後の重要な研究課題であろう。

2-1-1 設計上の原因の分類

これまでに発見されたPC構造物の損傷例から、設計上の原因を分類すると以下の通りである。

1) 作用力またはプレストレス力、等の見積り違い

- (1) 死荷重の見積り違い
- (2) クリープ、乾燥収縮、レラクセーションによるプレストレスの損失量の見積り違い
- (3) 不静定構造物のクリープ、乾燥収縮、等による力の再分配の見積り違い
- (4) 断面内の温度勾配によって生ずる応力の無視
- (5) 温度変化による力に対する配慮不足
- (6) 支点の不等沈下、等、後から作用する力に対する配慮不足

2) 構造物の形状、構造細部への配慮不良

- (1) 断面内の部材厚の不釣り合い
- (2) ケーブル配置の不良
- (3) ケーブル定着部、カップラージョイント部の構造詳細の不良
- (4) 鉄筋及び鋼材の間隔、カブリ、等の不足

勿論、これらの原因が単独で構造物に損傷を起す場合もあれば、数種の原因が重り合って起す場合も多い。

2-1-2 施工上の原因の分類

設計上問題のない構造物でも施工上の失敗により損傷を受ける例は多い。PC構造物はRC構造物などに比べ、現場作業における精度をより一層要求される構造物で、施工上のミスが構造物の損傷の原因になる危険性は高いと言える。これまでの損傷例から、施工上の原因として、

- (1) PC鋼材の緊張不足、配置ミス
- (2) シースの剛性不足、継手部のシール不良
- (3) グラウトの不良

などが挙げられる。

PC鋼材や鉄筋の配置の悪さなどの構造詳細の悪さが、施工不良を招くことも多く、必ずしも施工だけの原因と決まつけられないものが多い。先に挙げた設計施工上の原因が複合して、構造物を破損する場合も多い。

2-2 主に設計上の原因によるとみなされる損傷例

1) 作用力またはプレストレス力、等の見積り違いにより生じた損傷例

(1) 死荷重の見積り違いによる例

支点反力の測定により、桁の実重量と計算重量との違いが明らかになり、この見積り以上の死荷重による影響にケーブル定着部に対する配慮不足、クリープや乾燥収縮による不静定力の検討不足が重り合って、ブロック施工桁の継手部に大きなひびわれを生じた例が報告されている。¹⁾

ある橋の支点反力の実測値と計算値の差を分析した例を示すと、次の通りである。²⁾

後死荷重（舗装、縦断修正、付属物）の誤差(増)	106 t
けたコンクリート体積計算の誤差	(増) 25.5 t
プレストレスコンクリート比重の誤差	(増) 62.2 t
(2.40→2.52)	
計算と実際のコンクリート厚さの誤差	(増) 117 t
誤差の合計	(増) 311 t

この誤差は、桁の死荷重の約25%に当り、これが構造物にひびわれを発生させた原因の一つであると考えられる。コンクリート構造物は、施工時に厚めに作られる傾向があり、このことが死荷重増を招いてしまうことには、当然の

ことながら十分注意を払う必要がある。また、供用後に取付けられる各種付属物（防音壁等）の荷重も無視できない。最近では大断面のPC箱桁橋が建設されるようになってきているが、あまり箱の幅が広すぎると、床版の自重により、橋軸方向にひびわれが発生することが報告されている。²⁾

(2) クリープ、乾燥収縮、シースの摩擦、等によるプレストレスの損失量の見積り違いの例

コンクリートのクリープ係数は、初期の指針（土木学会、「プレストレストコンクリート設計施工指針」，昭和36年）に比べ道路橋示方書Ⅲ（日本道路協会，昭和53年，以下道示Ⅲと略す）では、少し大きな値となっており、初期の指針で設計されたPC構造物の場合、クリープによるプレストレスの損失量を少なく見積る傾向にある。また、シースの剛性が小さく施工中に変形し易い場合やPCケーブルが大きく曲っていたり、S字カーブ状に配置されていたりする場合、摩擦係数が大きくなり、計算以上のプレストレスの損失が起る。この結果、十分なプレストレスが与えられないことになり、PC構造物にひびわれ等の損傷が生ずる。このように、計算上のプレストレスより実際のプレストレスが小さいことが、PC構造物に損傷を与えている例は多いと考えられるが、断定がむづかしく、また、他の原因とも影響しあっていて、この原因による損傷として報告されている例は少ない。

(3) 不静定構造物の、クリープ、乾燥収縮、等による力の再分配の見積り違い

単純桁などの静定構造物では、

クリープ、乾燥収縮などにより桁のたわみは増大するが、断面内応力に変化は生じない、一方、連続桁などの不静定構造物で、施工途中で構造系が変わる場合、前の構造系におけるクリープ変形が拘束されるため、不静定力が発生し、力の再分配が起る。張出し施工で架設した連続桁では、曲げモーメントが、支保工上で施行した連続桁に近づく傾向がある。図-1に曲げモーメントが変化する例を示す。²⁾

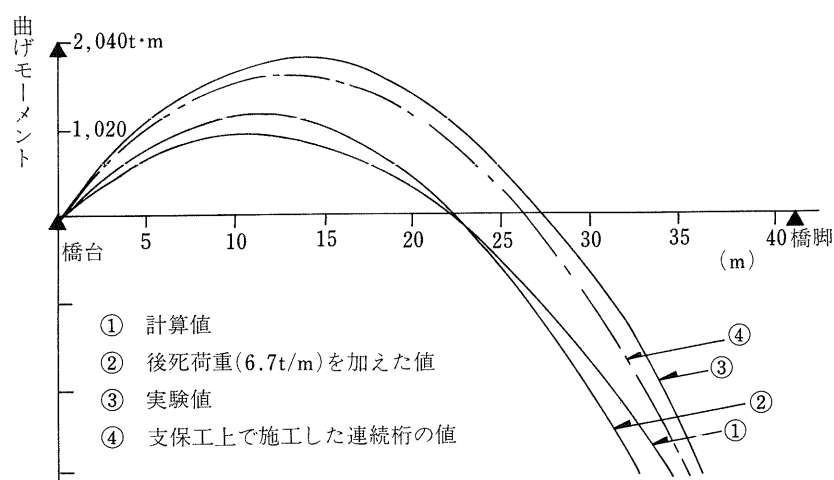


図-1 曲げモーメント図

道示Ⅲでもコンクリートのクリ

ープおよび乾燥収縮の影響による不静定力を考慮しなければならないと規定し、簡略な算定方法を示している。

プレキャスト部材と場所打ちコンクリート部材とを接合するような構造物の場合、相互のコンクリートの材令の違いにより、クリープ、乾燥収縮量が異なり、内的拘束応力が発生する。この応力に対する補強を怠ると、コンクリートにひびわれなどの損傷が発生する。

図-2に2径間T型ラーメン橋に生じたひびわれの例を示す。この橋は中間橋脚より張出した箱桁の両側にプレキャスト合成T桁を、打継ぎ部の現場打ちコンクリートにより連結して、2径間T型ラーメン橋としたものであり、現場打継ぎ部に図-2に示すようなひびわれが発生した。このひびわれの原因は、プレキャスト桁部と現場打ち部の乾燥収縮とクリープの違いの影響により、現場打ち部の変形がプレキャスト部に比べ進行し、中間支点上の負の曲げモーメントが減少し、側径間部の正の曲げモーメントが増加したため、打継部コンクリートにひびわれが発生したと考えられる。さらにこの曲げひびわれ発生により、コンクリートのせん断強度に及ぼすプレストレスの効果が減少し、その部分に45°方向の曲げせん断ひびわれが発生した。道示Ⅲでは、コンクリートのせん断強度をプレストレス量により $(1 + \frac{M_d}{M_o})$ 倍だけ割増してよいとしているが、曲げひびわれが発生してしまうとその効果は減少するので、十分注意する必要がある。

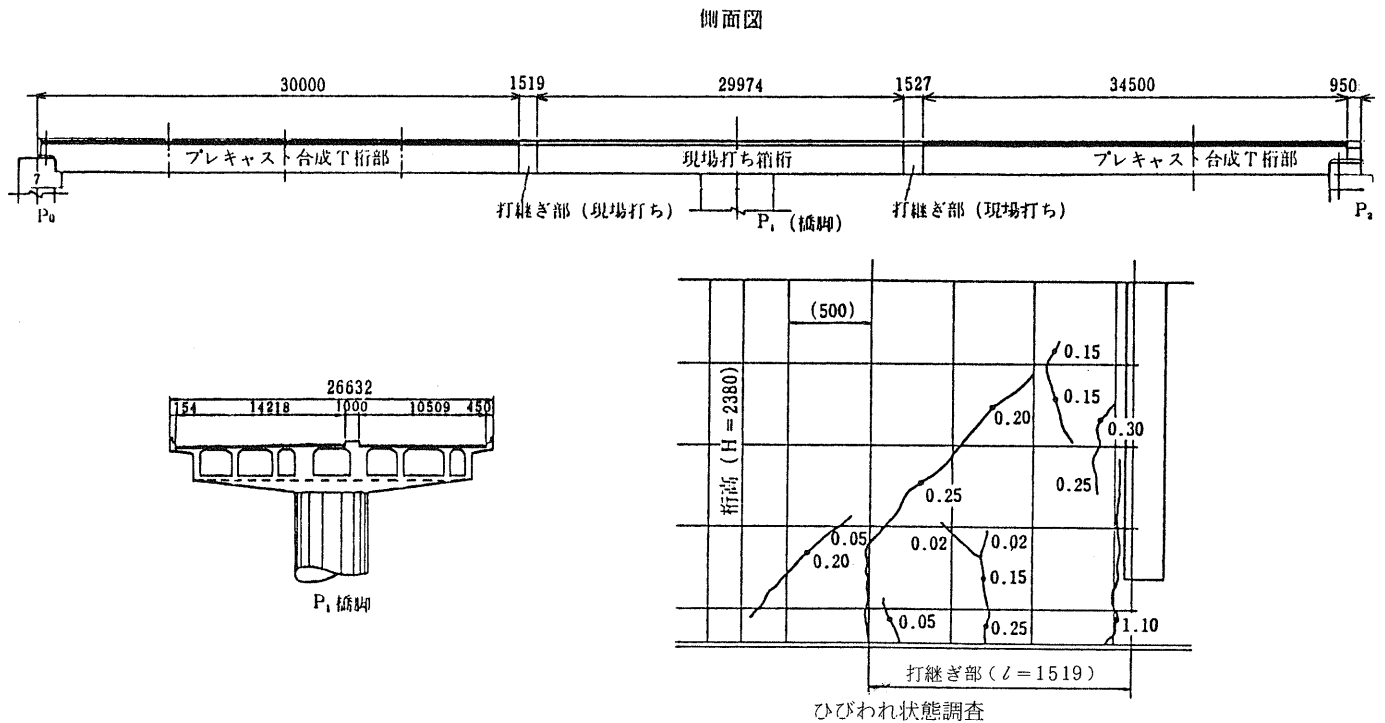


図-2 2径間T型ラーメン橋と打継ぎ部のひびわれ状態

オランダでも、現場打ちコンクリート箱桁とプレキャストブロック箱桁を連結した連続PC箱桁橋のブロック継目部の、下フランジからウェブにかけて最大幅3mmのひびわれが生じたことが、報告されている。¹⁾ 両者の乾燥収縮とクリープの違いにより、支点付近の負の曲げモーメントが減少し、正の曲げモーメントが増加した結果と考えられている。

(4) 断面内の温度勾配による応力の無視

太陽の直射を受ける面と受けない面での温度差により構造物はそりを起すが、連続桁などのような不静定構造物では、中間支点などにより、そのそりが拘束される。このため曲げモーメント及びせん断力が発生し、この影響を無視した場合、ひびわれ発生の原因になる。図-3にこの現象の概念図を示す。この影響によるひびわれは、通常、PCケーブルが上面に配置されている中間支点付近に発生する。また、中間支点上の上側に配置されたPCケーブルの引張力が大きい程、このPCケーブルの曲率半径が大きい程、引張応力度は大きくなる。³⁾ 図-4にオランダのPCブロック工法の橋に生じたひびわれの例を示す。¹⁾ ひびわれは、中間支点両側のブロック継手部に発生し、その幅は1.5mmにも達していた。原因は上述の温度勾配による引張応力であるとみなされている。また、ひびわれ幅の連続計測により、温度変化だけによる24時間中の最大変化は240 μ に達したという報告もある。²⁾ 道示Ⅲでは、断面内の温度差5℃を図-5

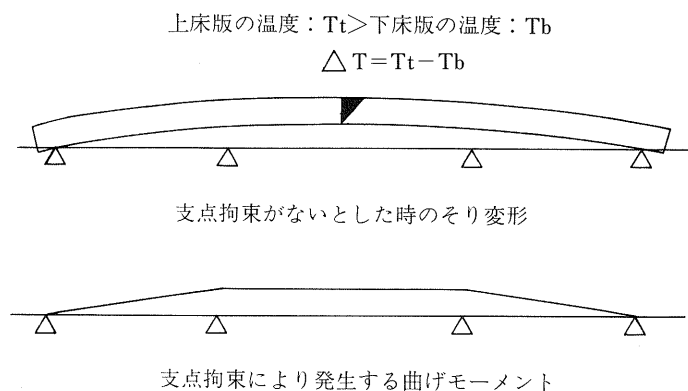


図-3 温度勾配により発生する曲げモーメント

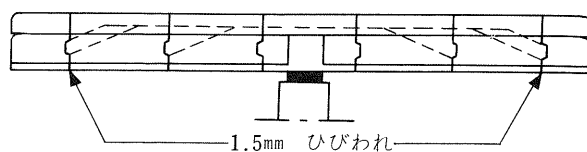


図-4 温度勾配による曲げモーメントによるクラック

に示す温度分布と仮定して考慮するように規定している。フランスでは、死荷重と組合せる場合の温度差 10°C 、死荷重+活荷重と組合せる場合の温度差 5°C とし、温度勾配は直線勾配と規定している。¹⁾

(5) 温度変化による力に対する配慮不足

季節の変化による気温の変化に伴い、桁は伸縮するが、可動支承が動かなかつたり、中間支点が両側共固定支承の場合、橋脚の剛性に依っては、かなり大きな水平引張力又は圧縮力が桁及び橋脚に作用する。この場合、支承近辺が弱点となり易く、支承の破損、橋脚の縦ひびわれ、

支承取付け部の破損などが発生する。図-6 に、この温度変化により桁下面支承取付け部が破損したと考えられる例を示す。この橋梁の場合、橋脚が太く短く剛性が非常に大きい上に、中間支点が両側共に固定支承であったためと判断される。また、支承の取付け用鉄筋は、この温度変化による力に耐えるような深い配慮がなされていなかった。

(6) 支点沈下、等、後から作用する力に対する配慮不足

PC 構造物本体には特に欠陥がない場合でも、基礎地盤の強度又は性状、基礎構造物の構造などにより支点の不等沈下が生ずる場合がある。このような場合、不等沈下により発生する力に対する配慮をしておかないとひびわれ等が発生する。PC 構造物を設計する場合、構造物本体だけに目を向けるのではなく、その構造物を構成している全てに目を向けて設計することが重要である。連続桁の場合、端支点が沈下する場合と、中間支点が沈下する場合とでは、発生する曲げモーメントが逆になるので補強方法を検討する場合注意する必要がある。中間支点が端支点に対して 2.0cm 程相対的に沈下した PC 3 径間連続桁の例を図-7 に示す。この桁は、平面道路から高架部へ勾配部にあり、地盤沈下による段差を滑らかにすり付けるために、高い方の端支点から順次杭長が短くなっていったため、支点反力の大きい中間支点部での沈下量が大きくなり、端支点との不等沈下量は 2.0cm に達した。この不等沈下のため、中央径間は勿論のこと、端径間においても、下床版に多くの橋軸直角方向のひびわれが発生した。ひびわれの最大幅は、 1.2mm に達し、一部はウェブ中程まで進展していた。また、この桁は断面内の温度差による影響を考慮していなかった。試算による下床版の引張応力度の増加は、不等沈下により最大 $23\text{kg}/\text{cm}^2$ 、断面内の温度差により最大 $9\text{kg}/\text{cm}^2$ (道示Ⅲによる計算値)であった。以上の結果から、主として支点の不等沈下により下床版に大きな引張応力度が発生し、その値は、現行示方書のコンクリートの許容引張応力度を越し、設計上何らかの配慮が必要であったと考えられる。

2) 構造物の形状、構造細部への配慮不足

(1) 断面内の部材厚の不釣り合い

ウェブとフランジの厚さが大きく違う箱断面桁などでは、薄い方の部材は厚い部材に比べ、温度、クリープや乾燥収縮による変化が大きく、内的拘束により薄い部材にひびわれが発生する。さらに、プレストレスも乾燥収縮とクリープの違いから、厚い部材の方に多く導入され、薄い部材にはあまり導入されない結果となり、このひびわれを抑えるにあまり役立たない。また、ウェブとフランジ厚が大きく違う場合、箱断面内方向に大きな拘束モーメントが発生し、橋軸方向ひびわれが発生する。図-8 にこのような場合に発生するひびわれの概念図を示す。部材厚の違いにより発生する内的拘束応力については、現行示方書にも何ら規定されていないが、部材厚さが大きく違う箱断面桁を設計しなければならない場合には、ひびわれ幅をおさえるに十分な鉄筋を配置したり、硬化熱のクーリング又は初期養生に留意する必要がある。

(2) ケーブル配置の不良

計算上は断面に一樣に分布すると仮定しているプレストレスも、実際には断面内で一樣には分布せず、PC 鋼線位置で最も大きく、PC 鋼線から離れるに従い小さくなっていく。この現象を無視してケーブルを配置すると、計算上

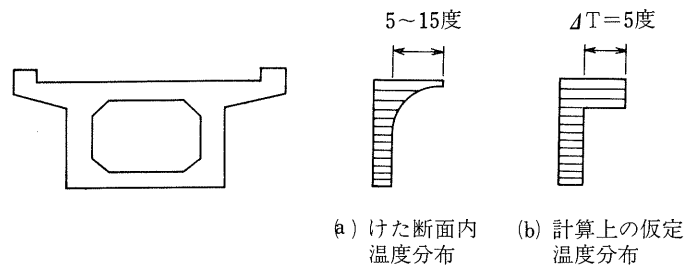
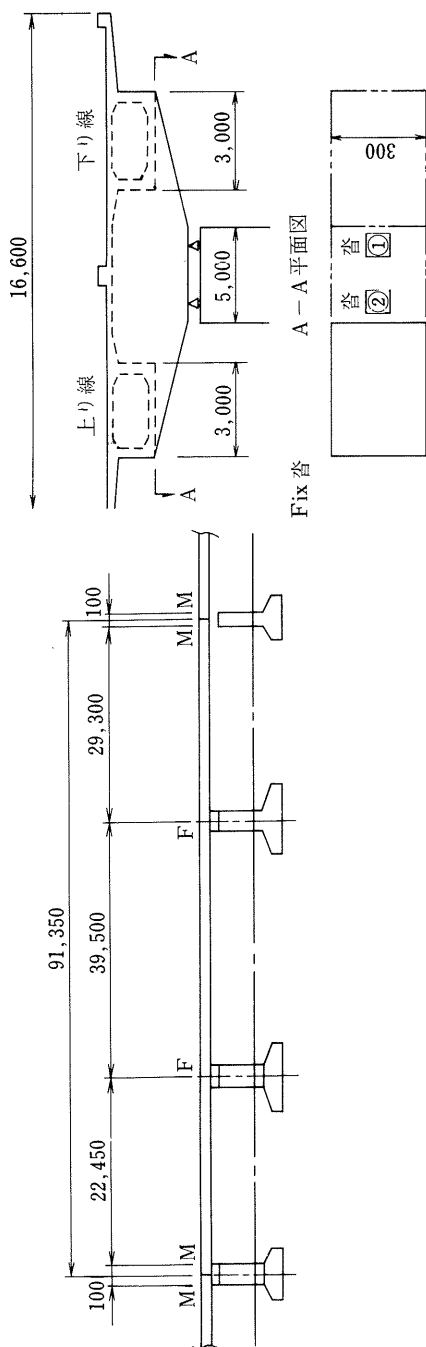
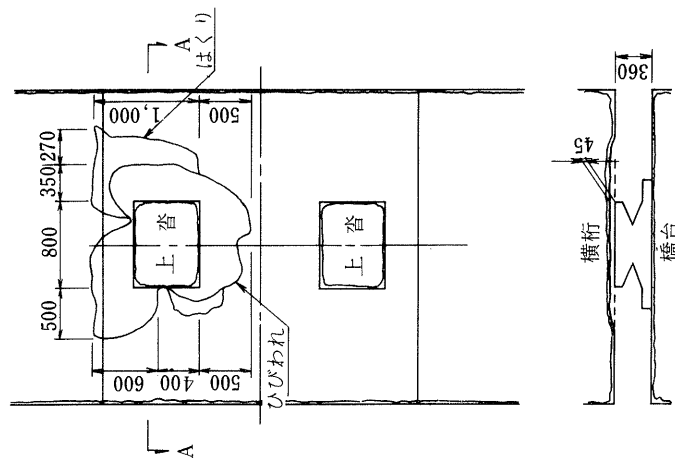


図-5 床版とけたの温度差

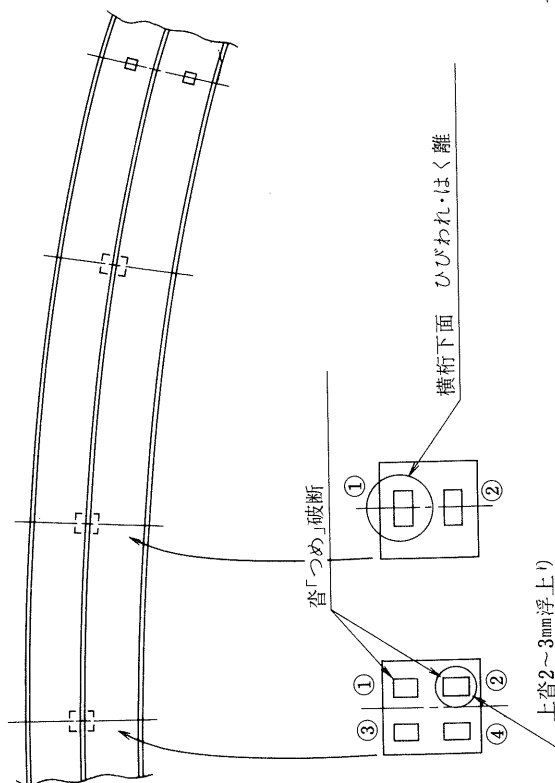
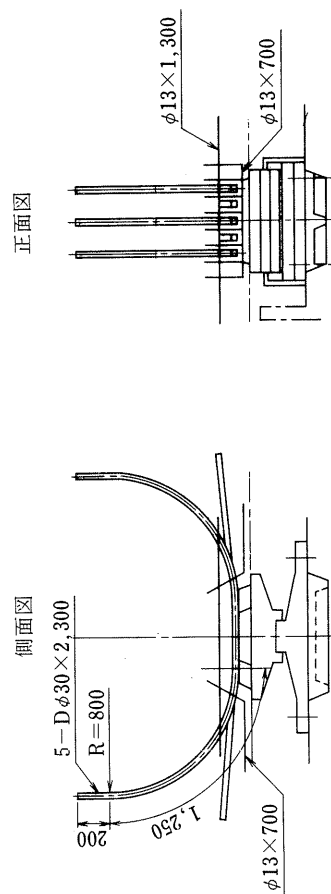
固定橋脚横断面図



横桁下面ひびわれ、はく離詳細図



固定沓補強鉄筋組立図



図一6 固定支承上横桁下面が破損した例

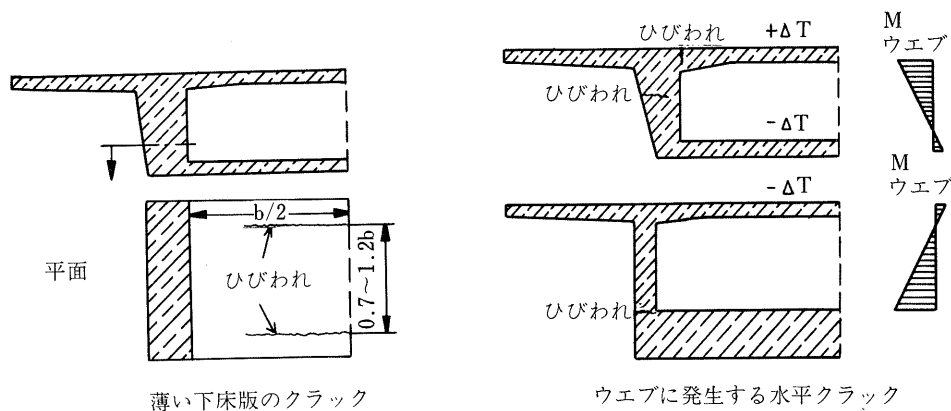


図-8 部材厚の不釣合により発生するクラック

は圧縮応力の作用している場所にひびわれが発生する。

図-9に3径間連続箱桁の反曲点付近の上、下床版及びウェブに発生した橋軸直角方向のひびわれを示す。このひびわれの最大幅は0.9 mmに達していた。このひびわれの原因は、設計当初、細径ケーブルを多数用いる予定であったものを、施工段階で太径ケーブルの少数使用に変更したため、ケーブルは変曲点付近では図-9に示すようにウェブ図心付近に集中配置され、活荷重の載荷位置によっては、上、下床版に引張応力が発生するためと考えられる。このようなひびわれを防止する方策として、道示Ⅲでは、図-10に示すようなケーブルの分散配置を推奨している。

このように、上床版から下床版まで貫通したひびわれが変曲点付近に発生すると、構造系が全断面有効な連続構造からヒンジ有する連続構造へと変化し、ヒンジ部以外の場所の曲げモーメントが増大し、その部分のひびわれ発生の原因ともなりかねない。前述の3径間連続桁の場合ひびわれ部をヒンジと仮定して試算した結果、側径間の最大曲げモーメントは約17%増大した。

更に、桁の途中でケーブルを定着する場合など、定着位置を十分考慮しておかないとひびわれ発生の原因となる。図-11にフランスの7径間連続PC箱桁に生じたひびわれの例を示す。¹⁾この桁は、上床版と下床版だけにPCケーブルが配置されており、定着は図-11に示されるように、上、下床版部のアンカerbロックで行われている。ひびわれは下床版アンカerbブロック前面からウェブまで進展している。これは、アンカerbブロック前面に生ずる引張応力に対して十分な補強がなされていなかったことと、上、下床版のPCケーブルが反対方向に引張られているために、ウェブ内

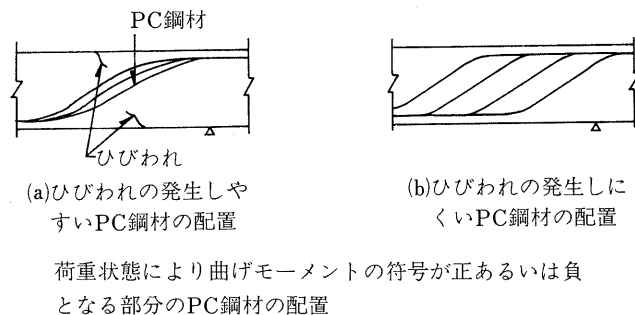


図-10 荷重状態により曲げモーメントの符号が正あるいは負となる部分のPC鋼材の配置

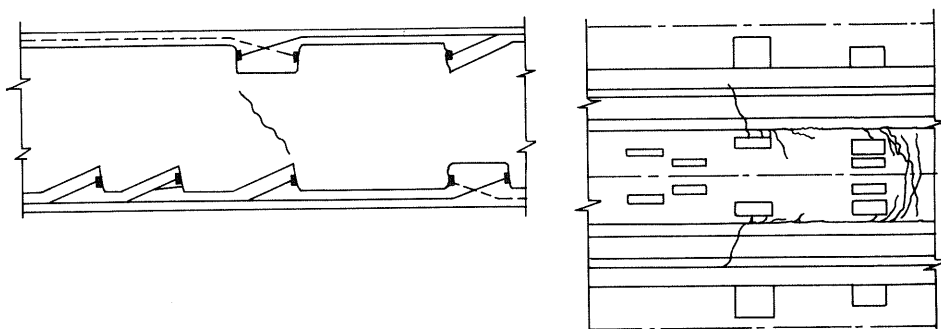
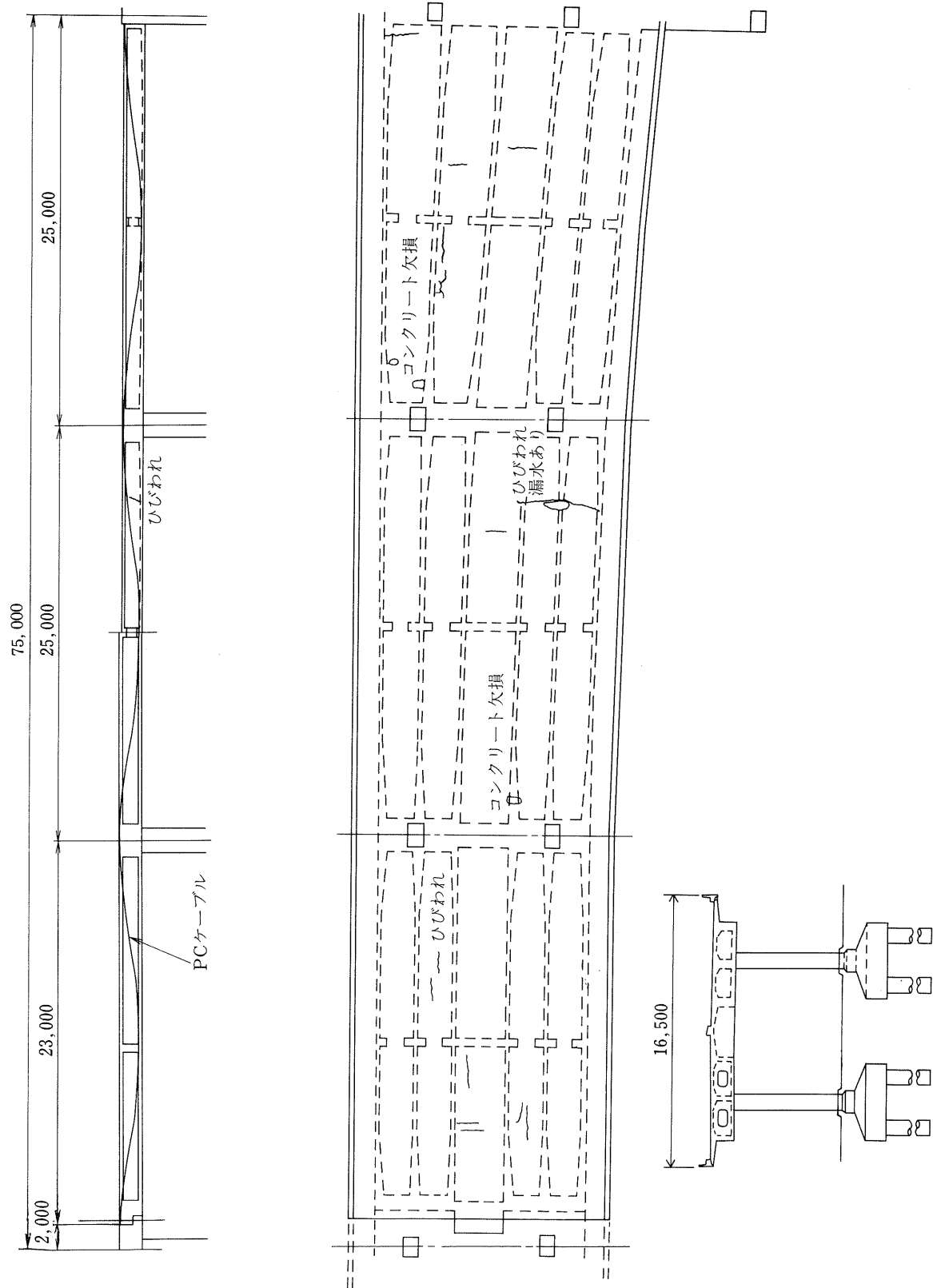


図-11 PCケーブルのアンカerbブロック前面から発生したクラック

に大きなせん断応力が生じたためと考えられている。

このようにケーブル配置に十分気を付けないと、重大なひびわれを発生させることになる。設計者は、種々の仮定の上に立った計算値だけでなく、構造物全体から、その細部にまで十分注意を払うことが必要であろう。



図ー9 3 径間連続 P C 箱桁のひびわれ発生例

(3) ケーブル定着部、カップラージョイント部の配置及び補強方法の不良

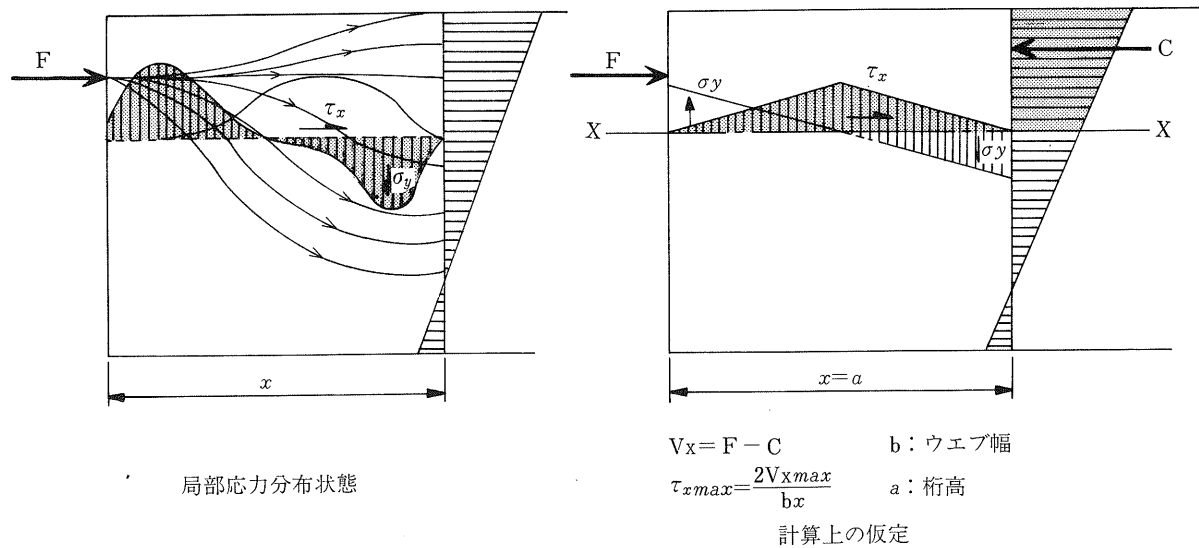


図-12 定着部背面の応力状態

ケーブル定着位置から30 cm 程度離れた所、即ちアンカー部補強の終端近辺からケーブルに沿うひびわれが発生することが多い。この現象は、コンクリートの材令が若い時期に、あるいはケーブルの位置が不規則であったり、コンクリート品質に局部的欠陥のある場合に生じ易いが、通常、ウェブ厚が薄い部材に発生する。このひびわれは、定着部に作用する集中力により定着部背面に発生する引張応力度及びせん断応力度により生ずる。図-12に定着部背面の局部応力分布状態とフランスで行われている最大せん断力の計算法を示す。²⁾また、図-13に道示Ⅲに示されているその部分の局部応力の状況図とその補強方法を示す。

桁の中間にPCケーブルを定着する場合、定着具前面に局部的に大きな引張り応力が生じひびわれが発生することがある。特に、上、下床版の一カ所に多くのケーブルの定着を集中しすぎるとよくない。図-14にフランスの3径間連続箱桁で発生したひびわれの例を示す。¹⁾この橋は、PCケーブルを下床版に定着ブロックで定着しており、ひびわれの最大幅は1 cm、数本のひびわれはウェブにまで達していた。原因は、ケーブルの定着を集中

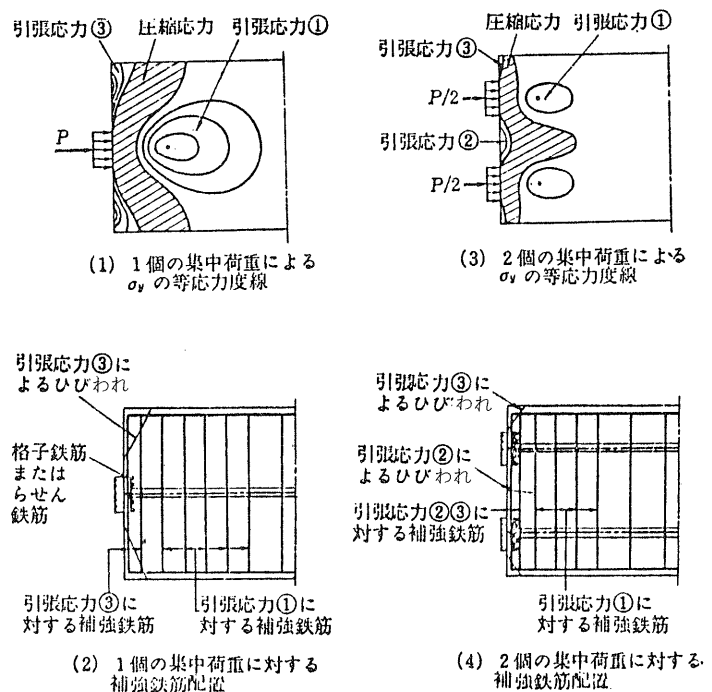


図-13 定着具背面の応力状態とその補強

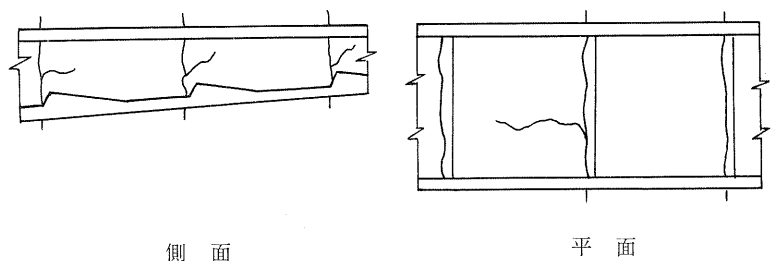


図-14 下床版定着部前面からウェブに達したひびわれ

しすぎたこと、死荷重の過少見積り、クリープ、乾燥収縮による力の再分配及び温度勾配を考慮していなかったことだと考えられている。このような定着具前面から発生するひびわれの防止のためには、コンクリート部材寸法に応じたPC定着具を用いること、及び局部的な引張り応力に抵抗するに十分な補強鉄筋を配置することが重要である。面内中心に集中荷重を受ける均質な材料の版の計算結果によると、荷重の背後には引張応力が生じ、その大きさは前方に働く圧縮応力と大体同じであると報告されている²⁾。もし、荷重による圧縮応力や他のケーブルによるプレストレスが、この引張り応力より小さければ、定着部前面には局部的な引張応力が生ずる。道示Ⅲにも桁端以外の位置でケーブルを定着する場合の補強の考え方などは示されているが、数値計算法までは示されていない。

カップラジョイントも、その配置及び補強方法を誤るとひびわれ発生の原因となる。張り出し式施工などのコンクリート打継目、又はブロック式施工のブロック継目ではカップラーを用いてPCケーブルを連結することが多いが、一つの継目にカップラーが多数集中されたり、カップラーとコンクリートが分離されていない場合にひびわれが生じ

易い、図-15にフランスの移動吊支保工により施工されたPC連続箱桁橋のひびわれの例を示す¹⁾。この橋は、支点から0.2L(L=支間)の所に打継目地があり、PCケーブルの70%がその打継目位置のウェブ内でカップリングされ、カップラーは囲りのコンクリートと縁が切れていなかった。残りの30%の連続ケーブルは上床版内にあり、また、打継目を横断する鉄筋も上床版と下床版に入っており、

ウェブには入っていない。ひびわれは、打継目部の下床版に発生し、ウェブ内に伸長した。この原因は、カップラーが囲りのコンクリートと分離されていたため、ウェブ内のプレストレス分布が不均一となったうえに、上床版にしか連続PCケーブルがなかったためと考えられている。打継目でPCケーブルがカップリングの前に緊張される場合に、打継目にひびわれが発生する機構の説明図を、図-16に示す²⁾。このようなひびわれを防ぐためには、継目部においてプレストレスが均一になるに十分な連続ケーブルを配置すると同時に、継目部を横断して十分な量の鉄筋を配置することである。

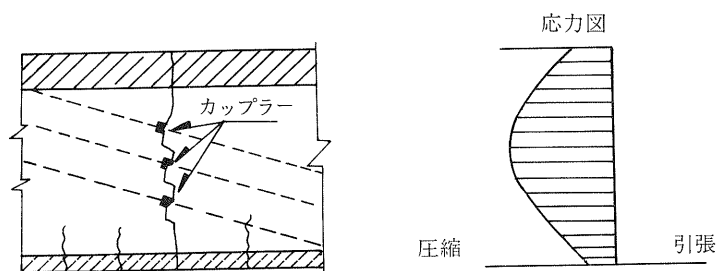


図-15 カップラーの影響で生じたクラック

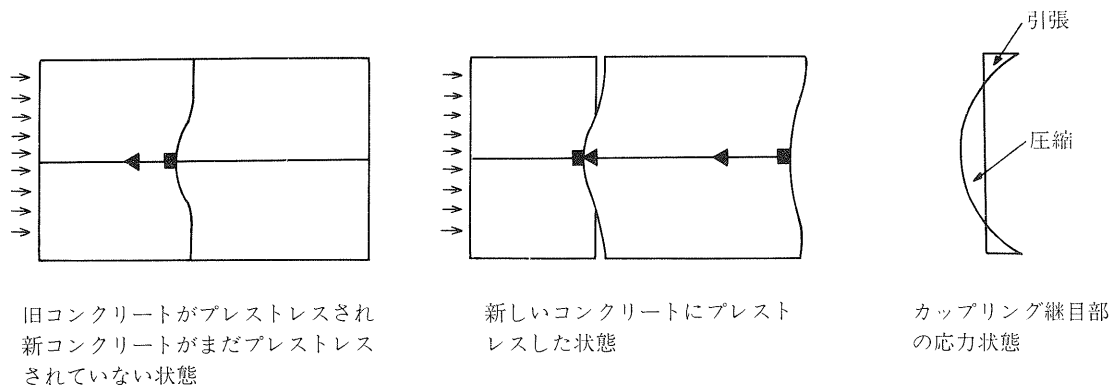


図-16 カップラーにより継目に発生するひびわれの発生機構

(4) 鉄筋及び鋼材の間隔、カブリ、等の不足

鉄筋の間隔やカブリ不足が構造物にとり良くないことは、RC構造物の建設に係る技術者にとり常識であり、鉄筋の他に大きな力で緊張されるPC鋼材が加わるPC構造物についても全く同じである。しかしながら、技術者は時として計算上の数値ばかりに目を奪われ、間隔やカブリに関する配慮を欠くことがある。また、施工中にも作業員が不

用意に鉄筋やPC鋼材上を歩いたり、配置上のミスなどから、間隔やカブリが不足することがある。アメリカのコロンビア川に架る3径間連続PC箱桁の上床版に、施工中に面状はくりが生じたと報告されている。⁴⁾これは、PCケーブルが平面的にカーブしている区間で、PCケーブルダクトが非常に接近した状態になっているうえ、横方向PCケーブルダクトや縦横鉄筋が入っているため、コンクリートの廻りが悪く、さらに、作業員が鋼材や鉄筋の上で作業したため、鋼材や鉄筋の上下移動により、コンクリート内に面状のひびわれが生じたと考えられている。

また、北海道、裏日本、沖縄等で、PC橋の塩害が大きな問題となっているが、カブリの不足も原因の一つとなっているようである。このような地域では、特に十分なカブリを取る必要がある。⁸⁾

2-3 主に施工上の原因によるとみなされる例

(1) PC鋼材の緊張不良、配置ミス

PC鋼材の緊張不良は、PC構造物の致命的な欠陥になることが多く、通常は起るべからざることであるが、起ってしまった例もある。図-17にPC T桁橋における、ケーブル緊張不足による、間詰床版部の欠落と端横桁のずり落ちの例を示す。この橋梁はプレキャストT桁橋で現場打ちの間詰床版部及び横桁部の横締PCケーブルの緊張が不足しており、一部床版が陥没し、横桁部ではプレキャスト桁と現場打ち横桁を鉄筋で連結していなかったため、横桁の打継目にひびわれが発生し、一つの端横桁は数cmずり落ちた。さらにこの橋ではグラウトも不十分であり、現場でのプレストレス工の悪さが明らかであった。

PC構造物は、鉄筋とPCケーブルを上手に設計通りの場所に配置することが重要であり、特にPCケーブルの位置は、それが誤って配置された場合、導入されるプレストレスが違って来るうえ、局部的な応力集中を生じたり、ケーブルの摩擦係数、等に違いがでるなど、鉄筋のそれより一層重要である。PCケーブルの位置の数cm程度のずれは、しばしば起るようであるが、構造物の耐久性に及ぼす悪影響が大きいことを考え、正規の位置にケーブルを設置するよう心掛ける必要がある。

(2) シースの剛性不足、継手部のシール不良

シースの剛性不足は、コンクリートや作業員の重量によるシースの凹凸、また、鉄筋と接している点での局部的な変形を生じ、PCケーブル緊張時の摩擦損失の増加を招く(図-18参照)。シース継手部でのシール不良は打設コンクリートの流入を招き、グラウト不良の原因となったり、グラウトが他のシース内に進入し、他のケーブルのグラウト不良の原因ともなる。オランダのプレキャストブロック箱桁橋では、剛性の小さなシースを使ったためケーブルの摩擦損失が大きく、第2スパンから剛性の大きなシースを使ったと報告されている。¹⁾日本で使用されているシースの板厚は、0.2～0.4mm程度であるが、0.6mmでも薄く1mm以上のシースを使うのが好ましいという報告もある。⁴⁾

(3) グラウトの不良

グラウトが行われなかったり施工が不良であると、シールの不完全なアンカー部分や継目部から、シース上部に出来るブリージングによる空間を通してシース内に水が入り、PC鋼材の腐蝕や破断の原因となる。寒い地方だと、このシース内の水が凍り、コンクリートのひびわれの原因となることもある。図-19にグラウトを行ったシース内に発生する欠陥を示す。また、グラウト材料の改良も重要で、膨張材やブリージング調整剤を用いると効果がある。⁵⁾

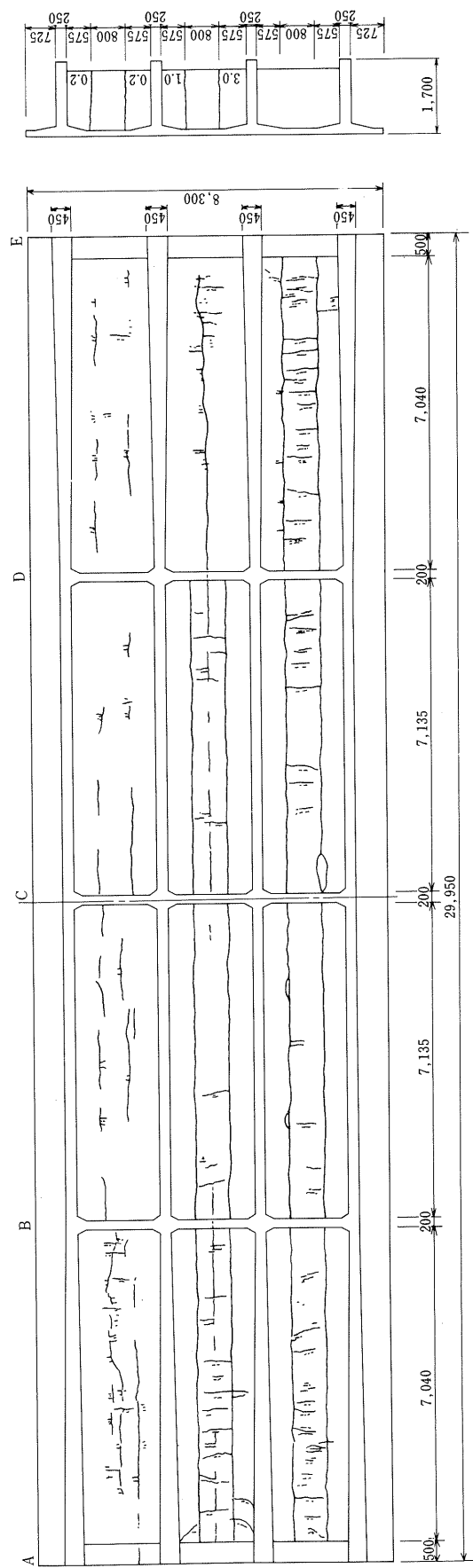


図-17 PCT桁橋の破損例

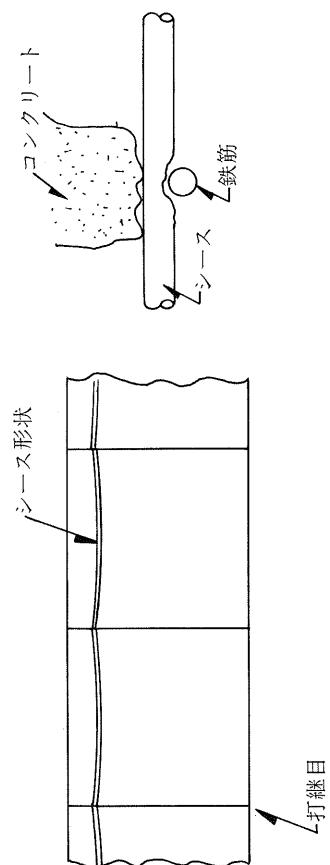


図-18 施工中に起るシースの変形の例

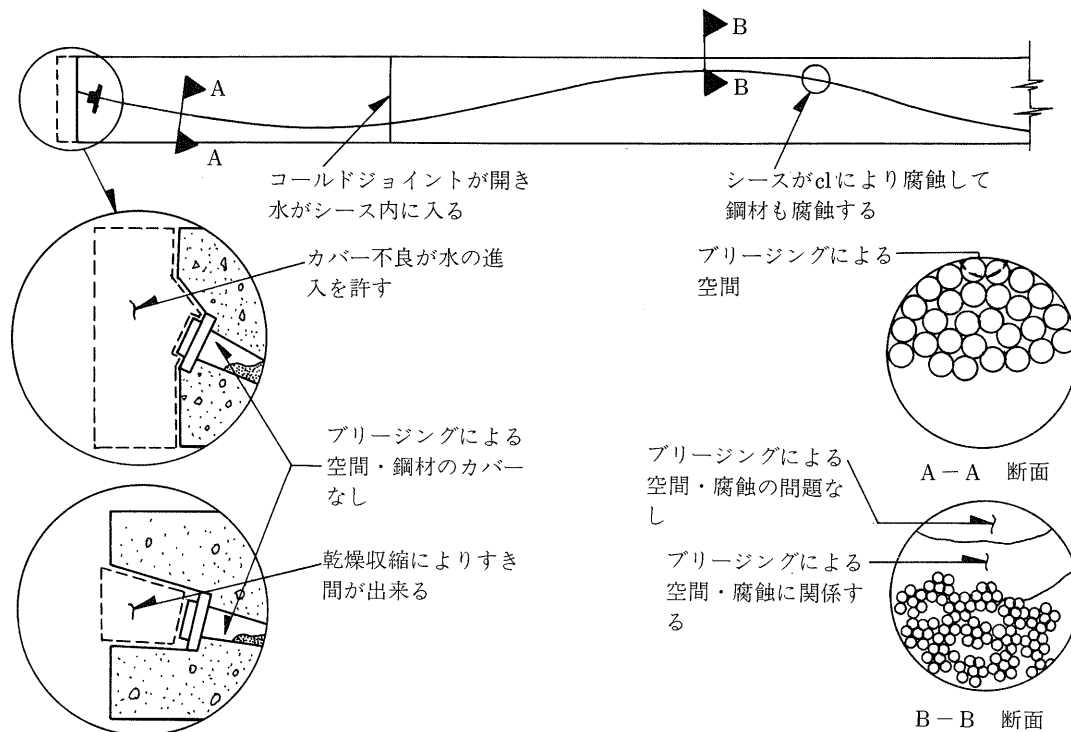


図 19 グラウトに生ずる欠陥

3. 建築におけるPC構造物に関して

建築における耐久的なPC構造物構築のための注意点について、種々の視点より設計、製造及び施工上から順を追って述べる。

3-1 設計上の注意点

一般にPC建築構造の特徴として、喧伝されている事は、

- 1) 設計荷重下ではひびわれを生じない。したがって鉄筋が腐蝕しないから耐久力大きい。
- 2) RC以上に弾力性があるから、もし設計荷重以上の荷重によってひびわれが生じて、荷重を除けば元通り復元する。
- 3) 水密性がある。
- 4) 鋼材、およびコンクリートの使用量が少ないから軽量かつ安価である。
- 5) 大荷重に耐える長大径間の構造物が出来る。又梁高が著しく節約出来てスラブ下の空間が節約出来ると共に柱間スペースを有効に利用出来る。
- 6) 現場の施工が簡単になり、かつ工期の短縮が可能である。

等々、謳い文句になっているのが現状で、それ等のキャッチフレーズによって営業的に伸びてきた事も事実だが、夫々に落とし穴的問題点が隠されている様に思われる。

多雪地帯の設計を例にとって考えれば、季節的積雪荷重に対応する構造では、一種あるいは二種の設計よりは三種PRCの方が経済かつ安全ですらある。その結果謳い文句には、少々程遠い設計となるが、少なくともRCよりはスレンダーな設計に成り得る。この様な荷重状況の建築物として、倉庫、貯蔵設備、流水路的構造、等が挙げられる。それらは、高級な一種二種のプレストレストコンクリートに拘泥すればする程道路橋や鉄道橋に近い構造的配慮を強いられ、PC建築に求められる軽快さからは程遠く、不経済になる。

又最近、床にアンボンド工法を利用する向が多くなりつつあるが、床構造の場合、有効プレスト力が $4 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$ 程度では床コンクリートのクリープや、鋼材のリラクリゼーションの経年変化で消失してしまう怖れがある。又個有振動数(サイクル)をチェックしなければ、快的さを阻害することすらある。

往々にして見掛ける設計として、ポストテンションのラーメン構造で梁のPC鋼材の定着端を、柱の中に無神経に埋め込んで、計算上では柱断面を全部を有効と仮定している例があるが、アウトコーン、又は跳出梁の場合以外は、その定着具の欠損断面を考慮する必要がある。又定着具の周辺は、応力の分布が複雑なのでそれなりの十分な配慮がなされてしかるべきであろう(図-13 参照)。

一方、梁と柱の接合部や組立式ブロック工法の梁の中間目地部では、目地モルタルの施工性の如何によっては、長期的によくても、短期的には、目地部の上下縁に夫々交互に集中応力が発生して破壊に到る怖れがある。

梁や柱のポストテンションに依って引き起される変形や、二次応力伝達の機構とその取扱いは、設計の時点で充分検討されなければならない。スラブ、小梁、桁或いは壁、等を大梁や柱と同時にコンクリート打設するか、後打ちするか、プレキャスト化するかは、設計計算の時点で、充分施工性と経済性、工期をも考慮して決定すべきである。ただ、スラブ同時打ちの場合、大梁のポストテンションに依り、スラブと大梁の接合部の特に梁端部に近く、応力ひびわれが発生しやすく、斜め剪断補強筋を充分考慮する必要がある。勿論スラブ後打ちの場合では、大梁の有効プレストレス値を低くおさえることが出来る。この様な種々問題点は、大梁に取り付く耐力壁、間仕切壁についても同様な事が言える。

3-2 製造上の注意点

まず、工場の部材製作について、プレテンション方式とポストテンション方式とに大別して、それぞれの製造上の問題点を列記すれば、以下の通りである。

3-2-1 プレテンション部材

1) PC鋼線の錆付け

プレテンションに限って、異型でないPC鋼線は、適度に表面の錆び付けを必要とする。それも平均していなければならない。工場に鋼線が納入されてから、適度な撒水を施し、空气中で何度も日照により湿潤と乾燥を繰り返し、少しでも早く効果を上げるには相当の努力が必要である。錆付けの度合が鋼線の表面の凹凸となり、ベンチで緊張する事により、スケールが自動的に剥脱し、摩擦抵抗即ちボンドが大変有効に働くわけで、新品で錆び付けが不充分だとボンドがきかず、スリップ事故を起したり、端面のPC鋼線のめり込みを起す原因ともなる。一方、錆び付け過剰気味の場合、断面を欠損し、廃棄処分をする事もある。ストランドや異型PC鋼線は、それ等の欠点を除くため開発されたものである。

2) コンクリート強度のばらつき

プレテンション部材は、ロングベンチで製造されるので、緊張装置間即ちアバット間に配置される型枠の数とコンクリート打設量によっては、そのコンクリート強度管理は大変むづかしい。最初に打設したものと、最終に打設したものとの間では、強度差がどうしても生じ、コンクリートの品質管理が一定でない場合、問題が多い。この事は各製品間の反りの変化となって現われる。その為、現場接合に齟齬を来し、その製品の是非を論ぜられることに成る。コンクリートの品質管理と打設時間の関係には、案外無神経な場合が多い。ロングベンチと言っても、製品と関連し、唯長さを誇るのが能ではない。能率的なコンクリートフィーダーを考慮する事も必要で、ベンチのアバット間隔を適切に撰択する必要がある。一般に建築製品の場合、60~70m位が適当とされているが、既成品で能率化かれて100mを超える場合もある。又少しでも経済的に製造するには、製品の間隔を最少限に詰めて、一箇でも余計にベンチ内に納める努力が必要である。一方打設量を押えて、型枠を限定し引張側ベンチに片寄せし、PC鋼線の無駄を節約するため固定側に適切な余長をアバット外にとり、繰返し製造する方法も常套的に行われている方法である。この方法は、型枠の回転数の少ない場合には有効な方法である。

3) PC鋼線の配置と端末補強筋

製品の性能を画一に保つには、正確な配線配筋が要求される。P C鋼線の配線位置の確保は重要な要素で、さらに、スターラップ、フープ筋の加工精度も同様な意味で重要である。P C鋼線の配置は、設計内容を満たすために許容される誤差は厳しいのは当然で、断面の下方に寄れば反りの増大に連り、上方に寄れば荷重の低下に連り、左右に寄れば偏心振れの原因となる。端末のスターラップ、フープの増し筋は、端末のコンクリートのプレストレストに依る剪断破壊を防止する意味で、サイズを上げるか、重複させるかし、荷重受けの支点にもなるので、反力を集中して負担する意味に於ても、補強は十分に心掛けるべきであろう。

4) 取扱上の留意事項

製品は、一般に横倒れ、傾斜を起しても、破壊される事が往々ある。自重でやっとバランスされているプレストレス応力が、傾くことで自重が軽減された事になり、反力が増してマイナス縁応力が過大になり破壊するわけである。この事は、架設中の吊上げに於ても同様で、クレーンで吊上げ中に急速に旋回すると、遠心力で製品が傾斜し同様の破壊を起す事がある。製品のストックは、コンクリートのクリープを充分考慮しないと、せっかくの製品を損なう事になる。一般にR Cの部材と違って、支点と釣フックの位置は必ず、設計の支持点の位置に置くべきである。即ち、一般的には両端で、R C製品の様に四等分とか、六等分の位置では、支点や釣フックが中に寄って応力配置が変化し、クリープに依る上反りが生じ、場合に依りマイナス縁応力が増えて上縁にひびわれが生ずる事になる。

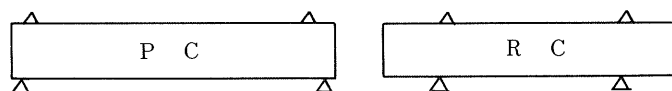


図-20

5) 輸送上の注意点

プレストレスを導入した部材、又はプレテンション部材の場合は、図-20に示した様に、支点で枕をかって運搬搬するが、トラックボデーを超えたロングスパンの部材では、ボデー上に支点が設けられないのでR C製品と違った輸送形式が必要になる。そこでボールトレーラーと言う特殊車が使用される。(図-21 参照)

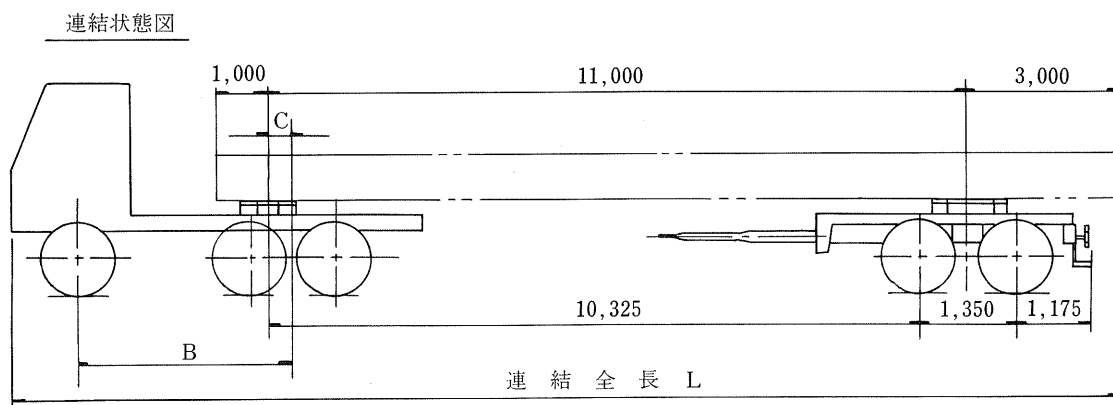


図-21

3-2-2 ポストテンション部材

先ず、ポストテンション部材はP C専門工場で製作する場合と、現場或いはその近くで製作する場合とがある。但し専門工場外の場合、生コンクリートの供給と、強制養生に多少の差が出てくる。

1) 生コンクリート

現場の場合、現在では自前のプラントを設置する事は先ず無いと言っても良い。レディミクストコンクリートを使用するとき一番問題になるのが、生コンプラントまでの距離と運搬時間、並びに絶対量が連続して打設出来る可能性と、スランプの範囲とその確保である。一般にスランプは、アジテーターカーの能力に押えられて12~16cmが限度である。距離のある場合は、硬化遅延剤の混入も止むを得ない。この場合、現場の打設スランプを指定し勝ちだが、輸送中のスランプ低下を検討して、出荷時のプラントのスランプを一定に指定しないと、プラントでの調

合が変化したり、中間や現場に到着した時点で水に依る調節をする事が良くある。しかし品質の確保から、それは問題外である。もしプラントを指定して、到着時に許容誤差の範囲をオーバーしたら返品すべきである。この事は案外間違っで行われている現場が多いと言える。又セメントメーカーの銘柄に拘泥して、遠いプラントを選ぶ等は愚の骨頂と言える。

2) 製作台

製作台の上でよくポストテンションを行うが反力支点の地耐力を甘く見て、杭打ちやコンクリート打ちを怠り、ポストテンションに依る部材の反りの発生で両支点に荷重が急激に移動し、集中した反力に耐えず沈下を起して、部材を転倒させて損害を被る場合が案外多いものである。この事は、充分気を付ける必要がある。

3) グラウト

シース内にコンクリートの余剰水が溜ったり、グラウトの水が寒冷地で凍結して膨脹を起し、シースに沿って、せっかく打設したコンクリート部材に亀裂を生じさせた例も非常に多く見聞する。ポストテンション後と言っても、グラウト完了し硬化する迄、養生に気を付ける必要がある。又グラウト用セメントペーストの混和剤も、塩カリを含有しているものについては、量を適量にしないと硬化の障害になることがある。

4) 目地施工

ポストテンション部材の施工の特徴として、組立式で、分解する場合が多いが、目地幅が夫々不均一であったり、目地モルタルの施工強度が不均一で極端に発現強度が違うと、ポストテンション時に強度の高い部分が本体の部材を楔状に圧縮して、部材目地部で部材に剪断破壊を起す例もある。良い目地のモルタル施工は、配合と強度の均一なものを一気に充填する事である。

5) プレストレッシング作業

プレストレッシング作業は一般に危険を伴うものである。両端の防護版の設置と作業員や部外者は言うに及ばず、緊張方向への立入りは厳に慎むべきである。摩擦に依る定着方法の場合、対策はP C鋼線の端部の磨きは鋼線の円周方向に布ペーパーを良くかけるべきである。それと共に定着予定力所鋼線を良く引き出して磨かなければ、定着時にスリップして同様の事故の因となる。

6) 日照に依る温度応力

S T版の様に部材上面が陽に当たり、スティムが下面で日影になっている製品で、上面のフランジ(スラブ)が傘型に両勾配になっている様な変断面の部材の場合、日照に依り、日出、日没の間でフランジが温度の上昇により突き上げられ、温度の下降に従って下り、

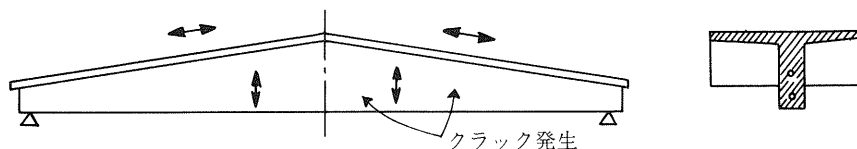


図-22

反復する間に、スティムにひびわれが発生する例がある。この様な問題が予想される場合、テント、シート、等で日照をさえぎる上屋が必要であり、怠るとプレストレッシングする迄に使用に耐えなくなってしまうこともある。

7) 輸送上の注意点

組立分割部材の場合は、夫々の部材はプレストレッシングする迄はR C部材なので、普通トラック、トレーラーで中に入った支点で運搬して差支えない。ただ釣上げ、或いは輸送に当り配筋が、一般のR C部材に比較し、甚だ少ないので、場合に依っては予め製作に当り、増し筋するなり、何らかの配慮が必要である。配慮不足の為、吊上げ輸送に当りひびわれを与えてしまう例も応々にしてある。俗に言う三点支持は余り考えない方が安全である。

輸送経路と途中障害となる高架下、橋梁等は事前に充分チェックする必要がある。夜間輸送では昼間の視察では解らない道路工事に出会って困る事が応々にしてあるので、十分な調査が必要である。

3-3 部材組立作業上の注意点

一般に現場に於て、輸送車よりの取り下し作業、架設作業にはトラッククレーン、門型クレーン、またはタワークレーンが用いられる。トラッククレーンに依る部材の組立作業は、一般的に用いられ、クレーンの能力、部材の長さ等にもよるが、2台のクレーンを使用し、相釣りすることもある。一般にトラッククレーンの大きさは、吊り荷重の3ないし5倍の能力を必要とする。門型クレーンに依る架設は、構造物をまたいで設置し、クレーンの内側に部材を搬入し、備え付けのホイストで部材を吊り上げ、横移動して所定の位置に据え付ける。

タワークレーンに依る部材の架設は、構造物が高層であったり、市街地、等で、他のクレーンが使用出来ない場合に用いられる。

1) プレストレッシングの順序

接合部材の目地施工が完了し、目地モルタルの強度が所定の強度に達した事を確認し、設計図書に示された順序で単数又は複数のジャッキで緊張作業を行う。その場合プレストレス導入の中心軸に対称に順次緊張を行わないと、プレストレスが偏心して与えられ、部材が目地部で屈折してしまったり、部材自体が屈折してしまう事がある。又、プレストレス導入作業中、夫々のジャッキが平行して作動していないと、同様の結果になる。プレストレッシングに先行して、P C鋼材とシースの摩擦試験を実施し、導入値のチェックを行う事も、場合に依り必要になる。

2) 部材支持部ブラケット

部材が他の部材のブラケット部に支持される場合が往々にある。その場合、荷重の繰返しや、地震、等に依る変形等に依り底力が集中して片持部の部材の角が欠損する事故が意外に多いので、ブラケットの角は必ず面を取り荷重の集中を逃げるようにする必要がある。

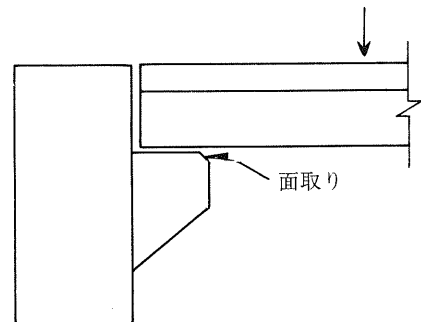


図-23

3) グラウト

グラウトペーストは、各ケーブル毎の注入量を予め計算して目安を立てて実施しなければ、思わぬ落とし穴に出会う事がある。目地詰めが完全でない場合、接合目地部で漏れがあり、流出したまま気が付かず他のケーブルに逆流したり、内樋の様な内部配管に流れ込んでいるのを知らず注入してしまう事もある。逆にグラウトの不足と知らず中止してしまう事すらある。何れにしろ施工は全て細部にわたり、注意深く行うことが必要である。

3-4 場所打一体式施工上の注意点

場所打ち一体式P C構造は、柱、大はり、小はり、床スラブなどを現場で一体に施工する工法であるが、施工方法のあらましは、在来の鉄筋コンクリート造の方法や順序と大差なくおこなわれ、これにプレストレスを導入する作業が加えられたものである。この方法は、一般に総合建設業者が主体となり、専門のP C業者はケーブル配置と定着端取付けが主となり、後でポステン、グラウトを行うだけで、その為型枠、配筋、コンクリート打設と意外な事故が予想される。

1) ケーブル配置

鉄筋の配置やコンクリート打設中の配筋の移動が起きても、ケーブルが移動せぬ様、型枠の底や側板より定規となる堅ろうな固定治具を充分な位置に配置する必要がある。コンクリートの投入で、配筋の移動が起きてもP Cケーブルは動かない保持態勢が必要である。

2) コンクリートポンプの使用

P Cにとって最も望ましいコンクリートは、12cm以下位の低スランプのもので、バケットで序々に打設するのが望ましく、ヌバイブレーターも外振型が良いが、最近はコンクリートポンプを使用し、棒状フレキシブルバイブレーターを使うようになっている。従ってスランプは大変大きく、12~16cm、場合に依っては20cm前後の場合すら往々見掛ける。と同時に、打設スピードが早く、量的にも多くなり、振動の掛け方も大変局部的である。コンクリート輸送管は、必ず配筋をまたいだ馬を使用し、配筋をいためない様心掛けるべきである。大梁、桁、小梁、スラ

ブと順を追って打設すべき所、応々に逆の順序に打設している現場を見掛ける。それらは、輸送管の移動や設置が当を欠く為であろう。高スランプで分離もし易く、以上の悪い施工法が積み重なった結果、ジャンカや沈降亀裂、巣などが出来てしまう為良い施工とは言えない。場所打のRCと同様に、PC工法の盲点の一つと言えよう。

3) 定着端ブロック

上記のコンクリート打設の結果、最も大切な定着端でコンクリート強度が保証されないと考えられる場合は、定着端を信頼の高い工場又はヤード内で別個に部材化し、型枠時点で初め取り付けの方法が取られている。従っていざプレストレスング作業と成って、定着装置のめり込みが起きたり、周辺ひびわれの発生の事故を未然に防止することができる。

4) シース配管及グラウト

ケーブル配置に述べたように、正確堅固に配置することが必要であるが、PC鋼棒のカップラージョイントを設ける場合、ジョイントシースの長さや配置は、ポストテンション時の伸びに影響しない様考慮しないと、カップラージョイントがジョイントシースの肩に引掛り、充分かつ安全なプレストレス導入の障害になる。又ロングスパンや連続スパンの折上げ部分ではグラウトが充分施工できないことが予想される。従ってロングスパンの中間や折上げ部の中央部に、夫々二本一對のグラウト抜きホースを取り付け、逐時空気溜りのない事を確認しながらグラウトをつないで行く。この方法は柱の場合も同様である。カップラージョイントシースは、特に空気が溜り易いので、グラウト抜きホースを取り付けることが必要である。

グラウトポンプの圧力は、一般に7 kg/cm²前後なのでグラウトペーストの比重を勘案して、グラウト抜きホースの位置を選定する。スパン方向は、一般に15~20m位毎に設けて置くと、万一の場合安心である。垂直方向で25~3m位が適当であろう。グラウト抜きホースは、グラウトの過程でグラウトの硬化する迄折曲げ緊張し、再びグラウトペーストが抜け漏れしない様心すべきである。特に定着具附近は重要なので、ペーストの抜け漏れの無い様、再注入に心掛けるべきである。

5) プレストレスング

問題は前項と前後するが、本格的なポストテンションに当り、シースの屈折に依るシース内の摩擦やコンクリートのろ漏れに依る障害を除く目的で、予定緊張力以内で予備緊張をすることがある。目的を達したら、絶対に緊張を解除し、正規のストレス導入の態勢に移る。この事で異常に設計値を上廻る摩擦を察知して、ストレス導入値を修正することがある。これは、障害が思わざる時、緊張中や定着後に起きることをさけるため、予備緊張は案外無視されがちなので注意すべきである。

4. 構造物の欠陥に対する一般的注意

ひとたび構築された構造物は、プレストレスコンクリート構造物に限らず、欠陥を生じた後に破壊し再生することは勿論、補修・補強することでも難しいのが通例である。欠陥の発生原因は何であれ、何ら破損の生じない構造物がよい構造物である。構造物を構築する場合の一般的注意をDov Kaminetzky¹⁾が、25年の経験を基に、述べているがあるので、ここに再録する。ごく一般的注意であるが、仲々含蓄の深いものがある。

4-1 設計上の配慮

- 1) 重力は常に作用する、従って永久的なサポートがなければ、必ず何かが破壊する。
- 2) 一つの部材が破壊しても、代替の満足なサポートがあるような設計をしていなければ、連鎖反応を起し、小さな欠陥を大きな欠陥にする。
- 3) 大きな欠陥は、設計、細部構造、材料強度、組立方法、安全対策のわずかな誤りと見落としから始まる。
- 4) 小さな誤りを避けるためには、絶えず初心に帰ることが必要である。若し設計や現場に能力ある人がいないならば、監督技術者は、細部までの心くばりと雑用を引受けなければならない。検査業務と施工管理は、他人に任せるべき性質でないことを銘記すべきである。

- 5) 「船頭多くして、船山へ登る」の譬え通り、施工は、合議制ではなく、一人の指導者の手で遂行されるべきである。その一人の指導者は、計画、監理、人員配置、命令などに関し、唯一の権威で、かつ全責任を負うべきである。
- 6) 職人氣質は、設計者、営業マン、施工者にも必要な気質である。
- 7) 施工に苦勞する設計は、決して好ましい設計ではない。最新の美觀的に意匠を凝らした試みは、洗練された設備と技術力を背景にしている、ある限度があると心得るべきである。
- 8) 馬鹿でもできる設計はなく、馬鹿でもできる施工はない。あるのは、注意深い配慮である。
- 9) 失敗する一番の方法は、他の失敗から学んだことを無視して、同じ誤りをするることである。

4-2 施工上の配慮

- 1) 構造上の弱点は、主要部材にあるのではなく、ルーチン化された細部構造と継手部にあると考えることが必要である。
- 2) 高さの高い支保工は、斜材で補剛しない限り破壊し易い。
- 3) 足場板では、衝撃や振動を避けるべきである。
- 4) 作業用の車が走行する場所では、必ず横力を考慮しなければならない。
- 5) 規定するには難しい細部がある。支保工の柱と横木を接合するボルトなどは、しばしば不注意に施工され、落下するばかりでなく、破壊の原因となる。
- 6) 型枠は、一つの連続した支保工であり、均等に荷重を受けるように考えるべきである。地盤不良の場合の不等沈下、組合せ後の木材の乾燥収縮などは、計算上の反力を取ることができず、他の支柱などに過載荷重を作用させることになる。
- 7) 荷重をバランスさせるための楔は、注意深く打ち込まないと、すでにバランスしている型枠を破損させることになる。
- 8) 正しい型枠の外し方をしないと、鉄筋が十分に入っていない材令の若いコンクリート、殊にプレストレストコンクリートでは、破壊することがある。
- 9) 型枠の解体の時には、正しい順序で、素早く、同時に行うべきである。
- 10) 全ての作業は、経験ある親方、技術者などの厳しい管理のもとに行われるべきである。

5. あとがき

以上PC構造物に起る損傷例を基に、耐久的なプレストレストコンクリート構造物構築のための注意点を述べた。一度建設された構造物を補修することは容易ではなく、必ずしも設計当初の構造物に復旧できるとは限らない。即ち、構造物の欠陥を完全に補修することは不可能に近く、そのため、設計施工中に欠陥の原因を作らないことが重要となる。

しかしながら、この分野の研究はまだ途上にあり、設計施工に反映させるには十分でない。将来のPC構造物の発展を考える時、より一層の研究の必要性が感じられると同時に、失敗の発表を恐れず、堂々と討論し合う勇気の必要性を痛感する。

我が国も含め欧米のプレストレストコンクリートの損傷例を見る時、各種原因の根本には、現代技術の持つ欠陥あるいは限界と言えるものが存在するような気がする。即ち、現代の技術者が、技術もしくは科学の進歩により、いや応なしに細分化されてしまい、総合的な立場で判断する能力を失いつつあると同時に、技術の基本であるべき職人的技術を習得する機会を失いつつあることに起因していると思われる。さらに、技術の進歩の早さに目を奪われるためか、構造物を建設する目的の一つである耐久性という観点からの信念を失ってしまったかに見えることである。東大寺、法隆寺の例を出すまでもなく、数百年も前に建てられた構造物でも、現在十分にその使用に耐えているものの多いことを知る時、今、我々が持っている耐久性に対する考え方、即ち、耐用年数50年程度という考え方のスケールのあまりにも貧弱なことに驚かざるを得ない。何故、我々は数百年以上の使用に耐える物を造るという気概で当らない

のであろうか。世の中の変化の早さ大きさに戸惑い、我々の造る物の不変の必要性に対して自信が持てないためであらうか。

この一文がこの分野で活躍されている人々の一助となり得れば望外の幸せである。

参考文献

- 1) Bouvy, J. J., and Fuzier, J. - Ph, ; Problems Encountered in Segmental Bridges Influencing Precast Segmental Construction, FIP Proceedings, V. 1, 1982, pp.234 - 243.
- 2) Exemples de Fissurations dans les Ponts en Beton Precontraint et Leurs Interpretations, Ministere de Equipement, Service d' Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
- 3) Leonhardt, F., ; Prevention of Damage in Bridges, FIP Proceedings, V.1, 1982, pp.58-65.
- 4) Gerwick, Jr. B. C., ; Causes and Prevention of Problems in Large-Scale Prestressed Concrete Construction, PCI Journal May/June, 1982.
- 5) Schupack, M., ; Prevention of Failures Related to Corrosion of Post-Tensioning Tendon Systems in Concrete Structures, FIP Proceedings, V. 1, 1982, pp.110 - 117.
- 6) 成井, 上阪, 小川 ; P C 橋の損傷と補修および今後の対応策(上). (下). 橋梁と基礎. 1982. 5. 6.
- 7) Kaminetzky, D., ; Structural failures and how to prevent them, Civil Engineering - ASCE August, 1976.
- 8) 片脇 ; ひびわれ被害の実態 — 海洋環境下, コンクリート工学, 1982. 11.

PC建築構造物の新しい設計法について

1. ま え が き

わが国のコンクリート系建築構造物の耐震設計法は、1968年十勝沖地震における鉄筋コンクリート(RCと略記)構造物の被災を契機に、著るしく変貌した。建設省では昭和47年7月以来5年間にわたって「新耐震設計法の開発」¹⁾に関する総合プロジェクトに取組み、昭和52年3月にはその成果をとりまとめた「新耐震設計法(案)」を発表した。これとは別に日本建築学会では、従来の静的震度法(基準震度0.2)により耐震設計された構造物のここ十数年間における地震被害の増加から、静的震度法の再検討の必要性が強く叫ばれ、近年著るしく発達した構造物の動的応答解析手法の耐震設計法への反影を意図した地震荷重に関する原案作成が行われた。その成果は「地震荷重と建築構造の耐震性」(昭和51年)に集録され、発表された。²⁾このような長年にわたる成果をふまえて、建設省では建築物の耐震基準の強化を中心とする建築基準法施行令の一部改正が検討され、昭和55年7月14日に政令第169号として公布されるに至った。同政令は、建築技術者への理解を深め、普及をはかるために、約1年間の猶予期間をおいて去る昭和56年6月1日より実際に適用されるに至った。プレストレストコンクリート(PCと略記)建築構造物においても、従来慣用してきた荷重係数による終局強度設計の新しい耐震基準における位置づけなど、設計上の問題点が必ずしも明確には解決されているわけではないが、RC構造物のそれとのすり合わせが行われ、新基準に準拠して耐震設計を行わなければならないとなっている。

一方、PC技術は近年著るしく多様化し、グリース、ワックス類、アスファルト、ピッチ類、ポリマー系防錆材を表面に塗布またはポリプロピレンシース中に封入したアンボンドPC鋼材を用いるアンボンドPCや³⁾、常時使用状態における部材のひびわれ開口幅やたわみを制御することを目的に、RC部材にわずかなプレストレスを導入したプレストレスト鉄筋コンクリート⁴⁾(PRCと略記、Ⅲ種PCともいう)など、種々の形態のPCまたはプレストレス利用構造が出現した。日本建築学会では、前者についてはPC設計施工規準を補う目的で「アンボンド工法用PC鋼材と施工時の取扱いについて」⁵⁾(昭和54年7月)をまとめ、アンボンド工法利用の道を開くとともに、後者についても「PRC構造設計・施工指針(案)」⁶⁾(昭和57年6月)を発表して、技術者の便をはかった。建設省では今回の建築基準法施行令の一部改正を機に、これら種々の新しい工法、構造に対して利用の道を開くために、関連告示、技術指針等の整備を行い、近く発表される予定である。

以上概説したように、新耐震設計法の適用、新しい工法、構造の発達にともない、PC建築構造物の設計は、種々の面で従来とは異った方法または考え方では行ななければならない場合に直面する。ここでは、建築基準法施行令の一部改正にともなうPC建築構造物の設計法の改正点を、新しい工法、構造に関する取扱いを含めて述べる。

2. 新耐震設計法の概要

建築基準法施行令一部改正にともない、耐震基準はいわゆる新耐震設計法とよばれるものに大きくかわった。図1は改訂された構造計算の方法をフロー図で示したもので、^{7), 8)}従来の許容応力度法による設計(一次設計)に加え、建築物の構造種別および高さに応じて、とくに地震に対する安全性を確認するための層間変形角、剛性率、偏心率および保有水平耐力などの確認(二次設計)が新設された。さらに、一次設計および二次設計に用いる地震力は、従来の水平震度法による地震力の算定方法にかわって、近年の地震記録や研究成果を踏まえたより合理的な地震力の算定方法に改められた。すなわち、地震力の算定には、構造物の1次固有周期 T 、地盤種別および1次固有周期 T から定まる応答スペクトルに関する振動特性係数 $R(T)$ 、偏心に対する形状係数 F_e 、高さ方向剛性の不連続に対する修正係数 F_s 、地震入力エネルギーに対する構造物のエネルギー吸収能力に関する構造特性係数 D_s などを考慮するように改め

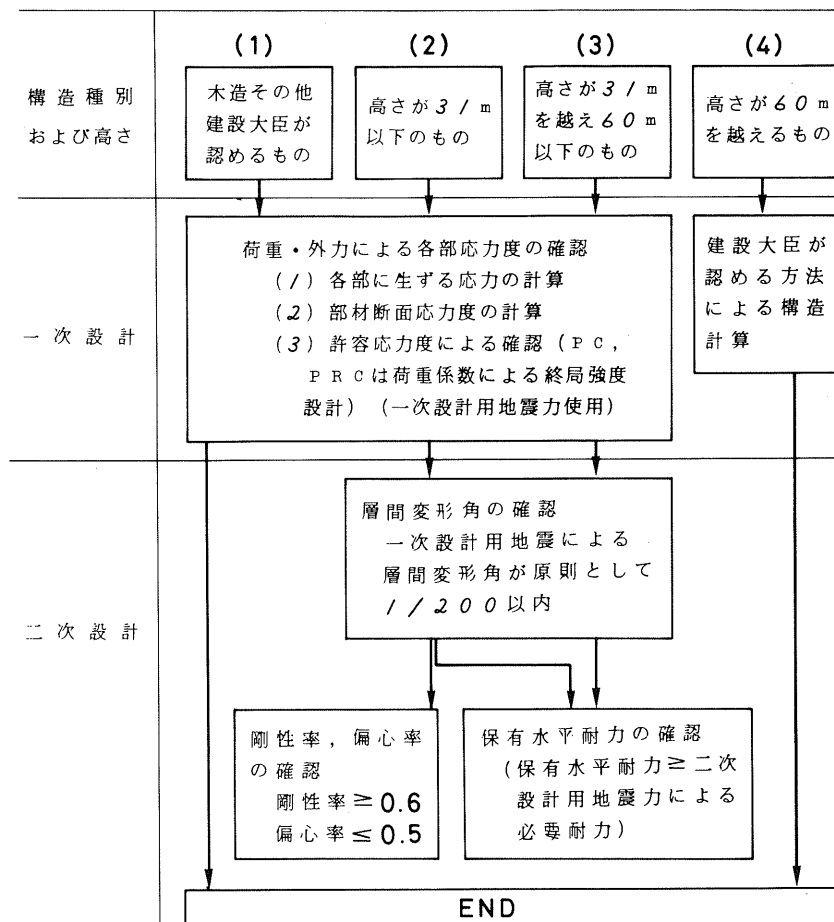


図1 構造設計のフロー

られ、加えて層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数 A_i の変更、局部震度値の増大、地下地震力の新规定導入が行われている。これら改正の主な点を図1の構造計算方法のフローに従い、コンクリート系構造物を対象として略述する。

2.1 対象建築構造物と構造計算フロー

構造物はその構造形式、床面積、高さにしたがって、図1の4つに大別して設計が進められる。通常のコンクリート系構造物の大部分は同図の(2)高さが31m以下のものに該当する。これらの耐震設計は、許容応力度にもとづく一次設計(弾性設計)を行い、層間変形角、剛性率、偏心率の確認を行って終了する。ただし、層間変形角が規定値 1/200 をこえる場合には、二次設計用地震力を用いた保有水平耐力の確認を行わなければならない。なお、高さが20m以下のコンクリート系構造物は、一般には上述のフローにしたがうことになるが、地上部分の各階の壁量が次式を満足するものについては、層間変形角等の確認は省略することができる。

$$25 A_w + 7 A_c \geq Z \cdot \sum_i^n W_j \cdot A_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

A_w : 当該階の耐力壁のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積の総和 (cm²)

A_c : 当該階の構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積および耐力壁以外のRC造またはSRC造の壁(上、下端が構造耐力上主要な部分に緊結されたものに限る)のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積の総和 (cm²)

Z : 地震地域係数 ((4) 式参照)

$\sum_i^n W_j$: 当該階以上の建物重量の総和

A_i : 当該階の層せん断力分布係数 (9) 式参照)

図1の(3)高さが31m～60mの構造物では、二次設計において保有水平耐力の確認を必ず行うことになる。また(4)高さが60mをこえるものについては、通常は(3)に準じて設計し、さらに種々の地震波記録を用いた動的応答解析などを行って構造物の耐震安全性を確かめるが、これらの検討資料にもとづく大臣特認を受けることになる。

2.2 一次設計用地震力

新耐震設計法では地震力を中程度の地震力(一次設計用地震力)と大地震時の地震力(二次設計用地震力)とにわけ、中程度の地震に対しては構造物はほとんど無被害の状態で耐えることを前提とする許容応力度設計(弾性設計)を、大地震時には崩壊しないことを確認する保有水平耐力設計を行うことにその基本がある。一次設計用地震力は従来の静的水平震度0.2に対する地震力に相当するもので、 i 階の層せん断力 Q_{1i} は、

$$Q_{1i} = C_{1i} \sum_j^n W_j \quad \dots\dots\dots (2)$$

C_{1i} : i 層の層せん断力係数

$\sum_j^n W_j$: i 層以上の建物総重量

で表わされる。層せん断力係数 C_{1i} は次式による。

$$C_{1i} = Z \cdot R(T) \cdot A_i \cdot C_1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

Z : 地震地域係数

$R(T)$: 振動特性係数(地盤特性係数ともいう)

A_i : i 層の層せん断力分布係数

C_1 : 標準せん断力係数

地震地域係数 Z は構造物の建設される地方の過去の地震記録にもとづく震害の程度および地震活動の状況その他地震の性状に応じて

$$Z = 1.0 \sim 0.7 \quad \dots\dots\dots (4)$$

の範囲内で定められている。大都市や太平洋に面する大部分の各地では、

$$Z = 1.0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

である。

振動特性係数(地盤特性係数) $R(T)$ は、建築物の振動特性を表わすものとして、建築物の1次固有周期 T と地盤の種類に応じて定まる係数で、図2があたえられている。なお、構造物の1次固有周期 T は次式を用いて決めることができる。

$$T(\text{sec}) = (0.02 + 0.01a)H \quad \dots\dots\dots (6)$$

H : 構造物の高さ (m)

a : 柱および大梁の大部分が鉄骨造の階(除地階)の高さの合計の H に対する比

図2から明らかなように、比較的低層の建築物では1次固有周期が短くなるので、 $R(T)$ の値は1次固有周期には関係なく一律に

$$R(T) = 1 \quad \dots\dots\dots (7)$$

をとる。高層になって1次固有周期が伸びると $R(T)$ は小さい値をとることができるが、

$$R(T) = 0.25 \quad \dots\dots\dots (8)$$

を下廻ることはできない。⁹⁾

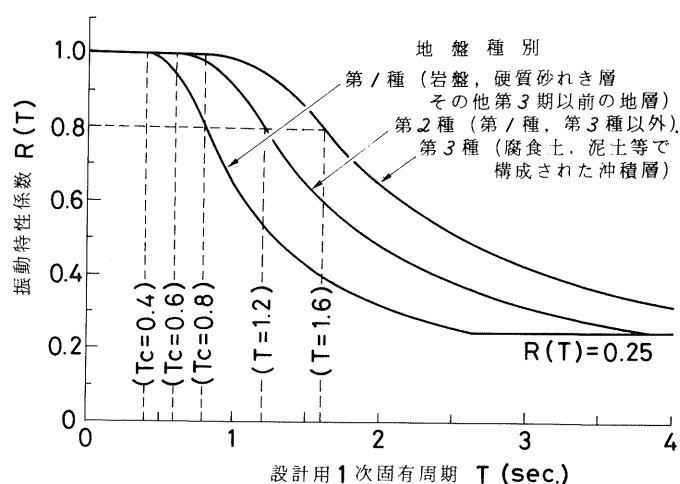


図2 振動特性係数 $R(T)$

層せん断力分布係数 A_i は構造物の振動特性に応ずる各層の層せん断力係数の高さ方向分布を表わすもので、次式から計算される。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\alpha_i = \sum_j^n W_j / W \quad \dots\dots\dots (10)$$

$\sum_j^n W_j$: A_i を算出しようとする層 (i 層) より上の建物重量の総和

W : 地上階の建物重量の総和

なお、図 3 は 1 次固有周期 T をパラメーターにして (9) 式を図示したものである。

標準せん断力係数 C_1 の値は次のとおりである。

$$C_1 = 0.2 \quad \dots\dots\dots (11)$$

以上を要約して高さが 31m 以下のコンクリート系構造物に対しては、 i 層の一次設計用地震層せん断力は、

$$Q_{1i} = 0.2 A_i \sum_j^n W_j \quad \dots\dots\dots (12)$$

と考えてよい。

なお、地下階に作用する地震力 Q_B は、次式による。

$$Q_B = 0.1 \left(1 - \frac{H_B}{40} \right) Z \cdot W \quad \dots\dots\dots (13)$$

W : 地上部分の建物総重量

H_B : 地下部分の各部分の地盤面からの深さ (m)

ただし、20m をこえるときは $H_B = 20$ m とする。

2.3 二次設計用地震力

保有水平耐力の検討に用いる設計用地震力は、大地震時に建築物が崩壊しないことを確かめるためのものであり、このような大地震時には構造物は弾塑性挙動を示すであろうこと、および、平面内における壁の偏在による剛性の偏心や高さ方向剛性の急変などによる地震入力を増幅を考慮して決められている。すなわち、 i 層の層せん断力 Q_{2i} は、

$$Q_{2i} = C_{2i} \sum_j^n W_j \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$C_{2i} = D_s \cdot F_e \cdot F_s \cdot Z \cdot R(T) \cdot A_i \cdot C_2 \quad \dots\dots\dots (15)$$

D_s : 構造特性係数

F_e および F_s : 偏心および剛重比の不連続にもとづく修正係数 ($F = F_e \cdot F_s$ を形状係数という)

C_2 : 標準せん断力係数

構造特性係数 D_s は、構造物の塑性変形能力や振動減衰特性に応じて定まる低減係数で、コンクリート系構造物に対しては塑性変形能力級別に表 1 のように定められている。純ラーメンのように柔な架構で崩壊に至るまでに著るしい

表 1 構造特性係数 D_s

架 構 形 式 架 構 性 状	(1) 剛節架構またはこれに類するもの	(1) , (3) 以外のもの	(3) 耐力壁等が水平力の大部分を負担するもの
架構耐力の急激な低下なく 塑性変形能力特に大	0.3	0.35	0.4
架構耐力の急激な低下なく 塑性変形能力が大	0.35	0.4	0.45
架構耐力の急激な低下がない	0.4	0.45	0.5
上 記 以 外	0.45	0.5	0.55

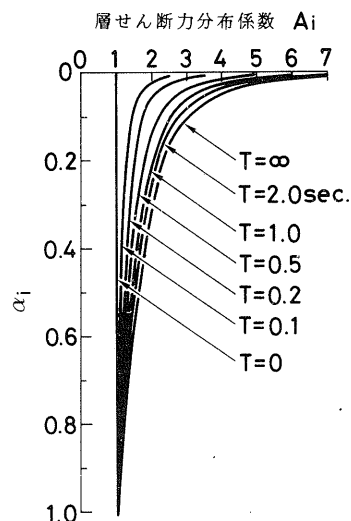


図 3 層せん断力分布係数 A_i

塑性変形が期待できるものでは地震入力エネルギーを塑性変形によって吸収し、耐力壁や筋かいなどの耐震要素が多く配置された剛な構造ではその強さで地震力を負担させるという考え方である。²⁾ 図4はその説明図で、三角形OABの面積は完全弾性挙動を示す剛な構造物の場合の地震エネルギー吸収量を、梯形OCDEの面積は塑性変形が十分期待できる柔な構造物のそれを示すものである。図中の記号を用いて両者のエネルギー吸収量を計算すると、

$$\text{三角形OABの面積} = {}_E Q_r \cdot {}_E \delta_r / 2$$

$$\text{梯形OCDEの面積} = {}_p Q_r \cdot {}_p \delta_r - {}_p Q_r^2 \cdot {}_E \delta_r / 2 \cdot {}_E Q_r$$

両者に対する地震入力エネルギーを同じとすると、

$$\frac{{}_E Q_r \cdot {}_E \delta_r}{2} = {}_p Q_r \cdot {}_p \delta_r - \frac{{}_p Q_r^2 \cdot {}_E \delta_r}{2 \cdot {}_E Q_r} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\therefore {}_p Q_r = \frac{{}_E Q_r}{\sqrt{2 \mu_r - 1}} = D_s \cdot {}_E Q_r \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$\mu_r = {}_p \delta_r / {}_E \delta_r = \frac{{}_p \delta_r}{{}_E \delta_r} \cdot \frac{{}_E Q_r}{{}_p Q_r} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$D_s = 1 / \sqrt{2 \mu_r - 1} \quad \dots\dots\dots (19)$$

を得る。すなわち、完全弾性挙動をする場合には同じ地震入力エネルギーを吸収するのに ${}_E Q_r$ の耐力を必要とするのに対し、(18)式で示されるじん性率 μ_r を持つ完全弾塑性挙動をする場合には(17)式の耐力 ${}_p Q_r$ を持てばよいことになる。これを逆に述べれば、設計用地震力は前者に対しては ${}_E Q_r$ であるのに対し、後者では(17)式によってこれを低減した ${}_p Q_r$ でよいことになる。(19)式で示される低減率 D_s が構造特性係数であって、表1の値は(19)式にもとづき、構造物のじん性率 μ_r を妥当な値に仮定して決められたものである。ちなみに、種々の D_s の値に対する μ_r の値を(19)式から計算すると次のようになる。

$$\left. \begin{array}{ll} D_s = 0.3 \text{ に対し} & \mu_r = 6.55 \\ D_s = 0.4 \text{ に対し} & \mu_r = 3.62 \\ D_s = 0.5 \text{ に対し} & \mu_r = 2.5 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (20)$$

次に建物各階平面における壁などの偏在によるねじれ振動に関する補正係数 F_e と、高さ方向剛性や重量の急変にもとづく補正係数 F_s であるが、前者は偏心率 R_e 、後者は剛性率 R_s の値によって表2のようにあたえられている。偏心率 R_e および剛性率 R_s の計算については次項にのべる。

表2 偏心率、合成率に対する地震力修正係数

偏 心 率 R_e	修 正 係 数 F_e	剛 性 率 R_s	修 正 係 数 F_s
≤ 0.15	1.0	≥ 0.6	1.0
0.15 ~ 0.3	直 線 補 間	0.3 ~ 0.6	直 線 補 間
≥ 0.3	1.5	≤ 0.3	1.5

標準せん断力係数の値は次のとおりとする。

$$C_2 = 1.0 \quad \dots\dots\dots (21)$$

なお、地震地域係数 Z 、振動特性係数 $R(T)$ 、層せん断力分布係数 A_i については2.2項で述べた値を用いる。通常、二次設計において保有水平耐力の検討を行わなければならない構造物は、どちらかというと高層のものが多。高層建築物ではとくに耐震安全性確保の観点から、耐震要素の偏在や剛性の急変などが可能な限り生じないよう、平面計画の段階で配慮がはられるのが通常である。このような場合には、偏心や剛性急変に対する修正係数は F_e 。

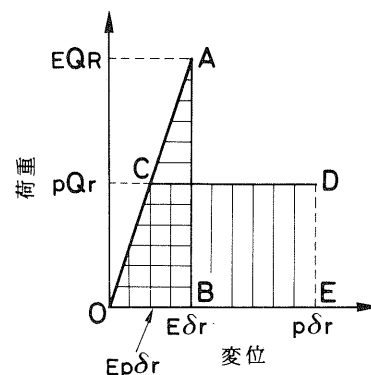


図4 塑性変形による地震入力エネルギーの吸収

1, $F_s = 1$ となることが多い。さらに、地震地域係数も $Z = 1$ とすると、(14)式の地震時層せん断力は、

$$Q_{2i} = D_s \cdot R(T) \cdot A_i \sum_j^n W_j \quad \dots\dots\dots (22)$$

となる。さらに、中または低層のコンクリート系構造物では、 $R(T) = 1$ とみなすことができるので、

$$Q_{2i} = D_s A_i \sum_j^n W_j \quad \dots\dots\dots (23)$$

となる。すなわち、(22) または (23) 式から明らかなように、構造特性係数 D_s が地震時層せん断力を左右する主要因子となる。前述したように構造特性係数 D_s は構造物の崩壊に至るまでに生ずる塑性変形の大きさによって左右されるので、塑性変形能力すなわちじん性率の確保が極めて重要であることがわかる。

2.4 層間変形角の制限

図1の(2)および(3)に属する構造物は、一次設計終了後に層間変形角の検討を行わなければならない。層間変形角の計算は2.1項でのべた一次設計用地震力を用い、弾性計算により行う。すなわち、 i 層の層間水平変位 δ_i は、 i 層に作用する層せん断力 Q_{1i} と i 層の水平剛性 K_i を用いて

$$\delta_i = Q_{1i} / K_i \quad \dots\dots\dots (24)$$

から計算される。したがって、 i 層の層間変形角 θ_i は、

$$\theta_i = \delta_i / h_i = Q_{1i} / K_i \cdot h_i \quad (h_i: i \text{ 層の高さ}) \quad \dots\dots\dots (25)$$

となる。規定値は

$$\delta_i \leq 1/200 \quad \dots\dots\dots (26)$$

である。ただし、非構造物(カーテンウォール等)の脱落や著るしい損傷がおこらず、人命に危険を生じないと判断される場合は、次の値まで緩和される。

$$\theta_i \leq 1/120 \quad \dots\dots\dots (27)$$

2.5 偏心率および剛性率

偏心率 R_e は各階の重心(柱軸力等から考慮した当該階以上部分の重心を当該階に垂直投影した点)から剛心までの偏心距離 e を、各階のねじり剛性と水平剛性(当該方向)の比の平方根として定義される弾力半径 r_e で除したものであって、

$$R_e = e / r_e \leq 0.15 \quad \dots\dots\dots (28)$$

であれば、保有水平耐力の検討が免除される。 e および r_e の計算方法を図5に示す場合を例にとり述べる次のようになる。すなわち、構造物の当該階平面に対し地震力の作用方向に直角座標 XY をとり、重心 G および剛心 K の座標をそれぞれ (X_g, Y_g) , (X_k, Y_k) とすれば、偏心距離 e は

$$\left. \begin{array}{l} X \text{ 方向 } e = |X_g - X_k| \\ Y \text{ 方向 } e = |Y_g - Y_k| \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (29)$$

であたえられる。これら座標の値は

$$\left. \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum X_i N_i}{\sum N_i}, \quad Y_g = \frac{\sum Y_i N_i}{\sum N_i} \\ X_k = \frac{\sum X_i J_{yi}}{\sum J_{yi}}, \quad Y_k = \frac{\sum Y_i J_{xi}}{\sum J_{xi}} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (30)$$

X_i, Y_i : 当該階の柱、壁など個々の垂直部材の座標の値

N_i : 全上の作用軸力

J_{xi}, J_{yi} : 全上の X および Y 方向水平剛性

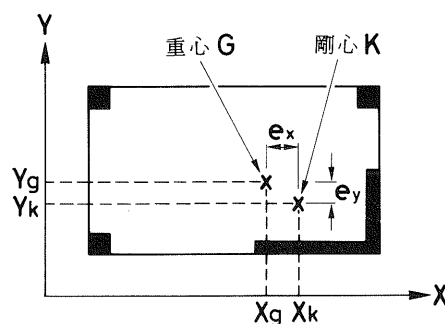


図5 建物平面の重心と剛心

記号 Σ ：当該階の柱，壁などの垂直部材についてすべて加算することを示す記号から計算される。また，弾力半径 r_e は，

$$r_e = \sqrt{K_t / K_H} \quad \dots\dots\dots (31)$$

で定義される。ここに， K_t ， K_H は当該階のねじり剛性および水平剛性で，

$$\left. \begin{aligned} K_t &\doteq \sum (J_{xi} Y_i^2 + J_{yi} X_i^2) \\ K_H &= \sum J_{xi} (x \text{ 方向}), \quad K_H = \sum J_{yi} (y \text{ 方向}) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (32)$$

から計算される。

剛性率 R_s は一次設計用地震力による層せん断力によって生ずる当該階の層間変形角の逆数として定義される水平剛性 r_i の，地盤面以上の各階の水平剛性の相加平均として定義される平均水平剛性 $\bar{r}$ に対する比であって，

$$R_s = r_i / \bar{r} \geq 0.6 \quad \dots\dots\dots (33)$$

であれば，図1の(2)に属する構造物の保有水平耐力の検討が免除される。 r_i および $\bar{r}$ は2.4項の記号を用いて次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} r_i &= 1 / \theta_i \\ \bar{r} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (1 / \theta_i) \quad (n \text{ は構造物の全階数}) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (34)$$

3. PC造建築物に対する新耐震設計法の適用

以上に概説したように新耐震設計法は一次設計と二次設計に大別され，建物種別，規模，性能等に応じて図1に示したフローに従って耐震設計がなされる。PC造建築物についてもこのフローにしたがって設計されることになり，コンクリート系構造の1つとしてRC造の場合に準じて取扱われる。その際問題となるのは，RC造では一次設計が許容応力度を用いた弾性設計であるのに対し，PC造では従来荷重係数を考慮した地震時応力に対する終局強度設計を行っている点，および，PC造といえども架構全体がPCであることは極めてまれで，RC柱とPC梁の混用架構やPC造の部分にRC造の部分が付いた混在架構がほとんどであり，この場合のPC造部分とRC造部分の取扱いを如何にするかの2点である。これらについては近く公表される「プレストレストコンクリート造の建築物又は建築物の構造方法に関する安全上必要な技術基準」(以下PC造技術基準と略記)において，新耐震設計法を補足する形でその扱い方が示されることになっている。その骨子を以下に述べる。

まず，一次設計に対する取扱いであるが，従来の終局強度設計を一次設計における許容応力度にもとづく弾性設計と同等とみなすことになっている。したがって，一次設計においては，設計用地震力を2.2でのべた一次設計用地震力を用いる以外は，大筋にかわりが

ない。参考までに設計に用いる破壊安全度検査用応力組合せを表3に示す。この表で常時に対する荷重係数が従来の値より緩和されている。これは，後述するPRC構造やアンボンドPC構造などを含めPC一般についての常時に対する従来の荷重係数規定値が，やや安全側の値をとりすぎていたきらいがあること，および，豊富な実務経験からいってこれを緩和しても安全性に支障がおこるとは考えられないことによる改訂である。

表3 破壊安全度検査用荷重組合せ

荷 重 状 態	一 般 の 場 合	他 雪 地 帯 の 場 合
常 時	1.2G+2.0P 1.7(G+P)	1.2G+2.0(P+S) 1.7(G+P+S)
積 雪 時	G+P+1.5S	G+P+1.5S
暴 風 時	G+P+1.5W	G+P+1.5W G+P+S+1.5W
地 震 時 (一次設計)	G+P+1.5K	G+P+S+1.5K
地 震 時 (二次設計)	G+P+1.5FeFsK	G+P+S+1.5FeFsK

(注) G: 固定荷重 P: 積載荷重 S: 雪荷重 W: 風荷重
K: 地震荷重(一次設計用を用いる)

なお、二次設計における保有水平耐力の検討であるが、一次設計において一次設計用地震力の1.5倍に対して終局強度設計を行っているので、原理的には二次設計用地震力が一次設計用のその1.5倍程度であれば、これを行う必要はなくなる。ただ、一次設計用地震力には偏心率、剛性率の影響が加味されていないので、これを考慮する必要はある。さらに、大地震時に架構の各部材に作用する地震応力は、一次設計の場合の1.5倍もあれば安全性についてはまず心配なからうとする考え方もある。このような理由から、二次設計用地震時応力組合せとして表3最下欄に示した偏心率、剛性率に対する修正係数を加えた応力組合せが規定されている。

次に、混用または混在するRC造などその他の構造部分に対する取扱いであるが、従来から、耐震設計においてPC造部分は終局強度設計、RC等その他の部分は許容応力度にもとづく弾性設計とするのは、一体の構造物の中で異なる設計思想を適用していることになるので、個々の部材の破壊に対する安全性のバランスがくずれ、その結果、構造物全体の安全性確保に支障をきたさないかといった懸念があった。これを取除く目的で技術指針では、表3の破壊安全度検査用荷重組合せ(ただし、地震時については二次設計用荷重組合せを用いる)を用いた終局強度設計を他の構造部分に適用し、一次設計における弾性設計を省略してもよいことが示されている。すなわち、PC造部分を含むすべての構成部材の設計を終局強度にもとづいて設計する道が開かれたことになる。このことは、すべての種別のコンクリート系構造物の耐震設計を終局強度という一つの基本思想で統一するための第一歩と考えることもできよう。

4. PRC造の設計

RC造とPC造の中間を埋めるPRC造は、RC部材にわずかなプレストレスを導入したもので、常時使用状態における曲げひびわれ幅やたわみの制御を容易に行うことのできる構造である。^{3), 4)} イギリスでは1964年以来実用に供されており、¹⁰⁾ 1970年のコンクリート構造物設計施工国際指針でとり上げられて以来、ヨーロッパ各国でも徐々に普及してきた。日本建築学会では昭和53年より設計施工指針の作成作業を開始し、この程「PRC構造設計施工指針(案)」をまとめるに至った。⁶⁾ 一方、建設省では新耐震設計法の施行に関連してまとめられつつあるPC造技術規準の中に、日本建築学会PRC構造設計施工指針(案)をふまえた条文が整備される予定であり、建築物におけるPRC造の使用が一般に認められることになった。ここでは日本建築学会「PRC構造設計施工指針(案)」の内容を紹介し、参考に供する。

4.1 PRCの位置づけと種類

PRC造は、常時使用状態での曲げひびわれの発生を許さないPC造と、曲げひびわれの発生は当然であるが、引張鉄筋応力を許容値以下におさえることによって曲げひびわれ幅を間接的に制御しているRC造との中間に位置する構造である。RC部材にわずかなプレストレスを導入したものであるから、常時使用状態で曲げひびわれは発生またはその直前の状態に達するが、曲げひびわれ幅の大きさはプレストレスによって制御されている。プレストレスを0とすればRC造になり、また、大きくすればPC造となる。すなわち、導入プレストレスの大きさを種々かえることにより、RC造からPC造まで自由に得られる。日本建築学会ではこの点に着目して、RC造からPC造に至るすべてのコンクリート系構造を、常時使用状態における曲げひびわれの有無、曲げひびわれ幅の大きさに応じて表4のように分

表4 コンクリート系部材の分類と長期設計応力作用時の断面引張縁の状態

構造種別	記号	長期設計応力作用時の断面引張縁に対する条件	曲げひびわれ発生の可能性
PC	I	引張応力の発生許さず {フルプレストレスing} の設計	発生しない
	II	許容引張応力度以内 {パーシャルプレストレスing} の設計	
PRC	III _t	引張強度以内	発生の可能生あり
	III _{tb}	曲げ引張強度以内	
	III _{0.1}	ひびわれ幅 $W \leq 0.1\text{mm}$	発生
	III _{0.2}	ひびわれ幅 $W \leq 0.2\text{mm}$	
RC	IV	引張鉄筋応力によるひびわれ幅間接制御 (ひびわれ幅は $W \leq 0.2\text{mm}$ を目標)	発生

類している。今回作成された指針(案)は表中のⅢ_t～Ⅲ_{0.2}に対するもので、Ⅲ_tおよびⅢ_{tb}は計算上は常時使用状態で曲げひびわれは発生しないが、断面引張縁コンクリート応力がコンクリートの引張強度または曲げ引張強度に達するもので、曲げひびわれ発生の可能性が高いPRC造、Ⅲ_{0.1}およびⅢ_{0.2}は曲げひびわれ幅制御目標値が0.1および0.2mmのPRC造である。すなわち、PRC造はPC造に近いものからRC造に近いものまでにわたり、これをⅢ_tからⅢ_{0.2}まで4つに細分している。

4.2 長期応力に対する設計

今回発表されたPRC指針(案)の特徴の1つは、断面設計の過程の中に実用的な方法による曲げひびわれ幅の算定を取入れたことである。設計は長期荷重(常時使用状態)に対する設計と短期荷重(主として地震時)に対する設計とに大別され、前者に対しては許容応力度にもとづく弾性設計に加えて曲げひびわれ幅の検討が要求され、後者に対しては終局強度設計が適用される。これを端的に表現するならば、終局強度設計の思想にもとづくPC造構造物の設計方針をそのまま適用し、これに曲げひびわれ幅の検討が付け加えられたものといえる。ここではまず長期応力に対する設計の概要を曲げひびわれ幅の検討も含めて述べる。

(1) 架構応力の算定

長期および短期荷重(一次設計用地震力を用いる)に対し弾性計算により計算する。この際、プレストレス導入による不静定二次応力も算定することを原則とする。導入されるプレストレスは(3)で述べるように予め別に選定されるので、不静定二次応力の計算は可能である。

(2) 曲げひびわれ幅制御目標値の設定

本指針でいう曲げひびわれ幅は部材側面の引張鉄筋位置(PC鋼材の場合にはPC鋼材位置)における長期荷重時曲げひびわれ幅最大値をさす。曲げひびわれ幅制御目標値 w としては、

$$\left. \begin{array}{l} \text{普通鉄筋} \\ \text{シース付アンボンドPC鋼材} \\ \text{グラウトを行ったPC鋼材} \end{array} \right\} \begin{array}{l} w \leq 0.2 \text{ mm} \\ w \leq 0.1 \text{ mm} \end{array} \quad \dots\dots\dots (35)$$

を一応の目標とし、環境条件や荷重の作用条件を考慮して上記の限界値以下の目標値をえらぶ。すなわち、環境条件や荷重作用条件の厳しい場合には、曲げひびわれ幅制御目標値を小さく選ばなければならない、これにともなって導入プレストレスも大きくなる。とくに厳しい場合には、表4のPRC造の4種類のうち、Ⅲ_tまたはⅢ_{tb}に近いものまたはⅠ、Ⅱの本来のPC造とすることになる。どの種別にするかは設計者の判断によるが、選択の目安として表5が与えられている。

表5 環境条件、荷重条件と部材種別の選択

環境条件 \ 荷重条件		厳 しい	普 通
		設計に仮定した積載荷重の大部分が長期間にわたって作用またはくり返し作用する場合	設計に仮定した積載荷重の大部分が短期間かつまれにしか作用しない場合
極めて悪い	海岸地帯や有毒ガス発生のおそれのある地帯など	Ⅰ～Ⅱ	Ⅰ～Ⅲ _t (Ⅲ _{tb})
悪い	部材の大部分が外気にさらされる場合	Ⅰ～Ⅲ _{0.1}	Ⅰ～Ⅲ _{0.2} (Ⅲ _{0.1})
良好	屋内または外気にさらされていてもさらされる部分が少い場合および有効な仕上げがあるもの	Ⅰ～Ⅲ _{0.2} (Ⅲ _{0.1})	Ⅰ～Ⅲ _{0.2}

(注) カッコはあるいはの意味

(3) 導入プレストレスの選定

曲げひびわれ幅は導入プレストレスの大きさによって左右されることはいうまでもなく、選定した曲げひびわれ幅目標値にもとづいてこれを決めることが最も望ましい。しかし、実際上は極めて困難であり、その代替方法として荷

重鈎合法¹¹⁾が用いられる。すなわち、断面にプレストレスを導入する目的は、設計曲げモーメントと逆方向に作用するプレストレスモーメントを部材に導入することにより、設計曲げモーメントの一部を打ち消すことにあることから、打ち消すべき設計曲げモーメントの大きさ(キャンセルモーメントという) M_c を設定して、これにバランスするプレストレス力 P および偏心距離 e を選定する。図6はその説明図で、キャンセルモーメント作用時に断面のコンクリート下縁応力が0となるように P および e を選んだ場合を示してある。すなわち、

$$\eta \frac{P}{A} \left(1 + \frac{A}{Z_2} e \right) = \eta \frac{P}{A} \left(1 + \frac{e}{k_2} \right) = \frac{M_c}{Z_2} \quad \dots\dots\dots (36)$$

A : コンクリート断面積

Z_2 : 下縁に対するコンクリート断面の断面係数

$k_2 = Z_2 / A$: コンクリート断面の下核半径

η : プレストレス力有効率(ポストテンション部材では0.85, プレテンション部材では0.8)

が成立つように P および e を決める。 e を許し得る限り大きくとれば必要な P は小さくなるので経済的となる。通常はコンクリート断面平均プレストレスが

$$\sigma_g = P / A = 10 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (37)$$

の範囲に選ぶのがよい。

なお、表4のⅢ_t またはⅢ_{tb} の場合には、設計上は曲げひびわれ幅制御目標値が発生しないから、コンクリートの許容引張応力度をコンクリートの引張強度 F_t または曲げ引張強度 F_{tb} にとり、コンクリート全断面が応力に対して有効に働くものとしてPC断面の長期荷重に対する設計式を用いて設計すればよい。ちなみに、 F_t および F_{tb} は、

$$F_t = 0.07 F_c, \quad F_{tb} = 5 F_t / 3 = 0.35 F_c / 3 \quad \dots\dots\dots (38)$$

F_c : コンクリートの設計基準強度

である。

キャンセルモーメント M_c の大きさは曲げひびわれ幅制御目標値をふまえて適宜決めることになるが、目安としては固定荷重(死荷重)による設計モーメント M_g , またはこれに積載荷重(活荷重)による設計モーメント M_p の一部を加えたものとする。すなわち、

$$M_c = M_g + \beta M_p \quad \dots\dots\dots (39)$$

β : 1 よりも小さい係数

である。通常の構造物では $\beta = 0$, すなわち、 M_c として M_g をとれば十分のようである。積載荷重が固定荷重にくらべて著しく大きいときや、曲げひびわれ幅制御目標値の小さいⅢ_{0.1} の設計とするときには、 M_p の一部も加えたものにするのがよい。 β の値は実状に応じて選ぶことになるが、 $\beta = 0.1 \sim 0.2$ 程度に選べば十分と考えられる。¹³⁾

(4) 断面設計

以上の準備計算が終わってから断面設計(普通鉄筋必要量の算定、断面各部応力の検査等)を行うが、表4のⅢ_{0.1} またはⅢ_{0.2} の場合には、図7に示すように曲げひびわれを許す設計であるから、引張側コンクリートの協力を無視するRC断面の設計式を準用し、長期許容応力度にもとずく弾性設計を行う。この際、設計応力としてはプ

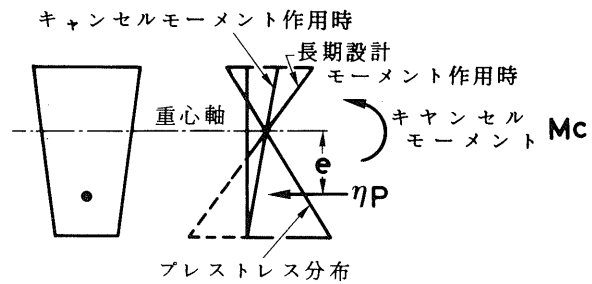


図6 キャンセルモーメントとプレストレス

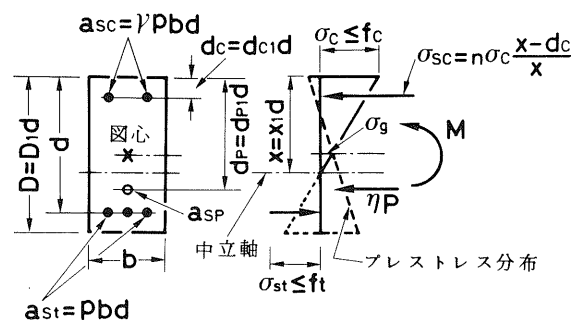


図7 長期設計応力作用時の断面応力分布(Ⅲ_{0.1}, Ⅲ_{0.2})

レストレス力、プレストレスモーメントおよび長期荷重による設計応力をあわせて考えなければならない。参考までに図7に示す長方形PRC断面を表4のⅢ_{0.1}またはⅢ_{0.2}で設計する場合の断面応力計算式を示すと次のようになる。^{3), 4), 14)}
中立軸比

$$x_1 = - \left[n p (1+r) - k \frac{\sigma_g}{\sigma_c} \right] + \sqrt{\left[n p (1+r) - k \frac{\sigma_g}{\sigma_c} \right]^2 + 2 n p (1+r d_{c1})}$$

$$= - \left[n p (1+r) + k n \frac{\sigma_g}{\sigma_{st}} \right] + \sqrt{\left[n p (1+r) + k n \frac{\sigma_g}{\sigma_{st}} \right]^2 + 2 \left[n p (1+r d_{c1}) + k n \frac{\sigma_g}{\sigma_{st}} \right]}$$

$$k = D_1 + (1+r) n p \quad \dots\dots\dots (40)$$

断面抵抗モーメント

$$\frac{M}{b d^2 \sigma_c} = \frac{I_{x1}}{x_1} + k \frac{\sigma_g}{\sigma_c} (x_1 - d_{p1}) \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$\frac{M}{b d \sigma_{st}} = \frac{I_{x1}}{n_0 (1-x_1)} + k \frac{\sigma_g}{\sigma_{st}} (x_1 - d_{p1}) \quad \dots\dots\dots (42)$$

$$I_{x1} = \frac{1}{3} + n r p (x_1 - d_{c1})^2 + n p (1-x_1)^2 \quad \dots\dots\dots (43)$$

なお、記号は図7を参照されたい。上記の各式を用い、あたえられた設計曲げモーメント M に対し、

$$\sigma_c \leq f_c \quad , \quad \sigma_{st} \leq f_t \quad \dots\dots\dots (44)$$

f_c : コンクリートの長期許容圧縮応力度

f_t : 普通鉄筋の長期許容引張応力度

となるように引張鉄筋比 p を決める。計算は面倒であるので日本建築学会では設計図表を作成すべく準備を進めている。

Ⅲ_t またはⅢ_{tb} の設計については(3)で述べたように全断面有効としてPC断面の設計式を適用する。

(5) 曲げひびわれ幅の検討

曲げひびわれ幅の算定式は従来から種々のものが提案されているが、算定式によってかなり違った値が計算される。PRC指針に示されている式は、図8のハッチ部分で示される鉄筋コンクリート引張柱体を仮定し、この柱体についての鉄筋引張応力とひびわれ幅の関係を数式に表したもので、他の種々の計算式も含めて適用範囲、正確度、使い易さの点から検討し、また、内外の曲げひびわれに関する実験データを用いた検証を行って、適用範囲が広くやや安全側の値を与える新たな算定式を提案したものである。^{15), 16)} 以下にこれらをまとめて示す。

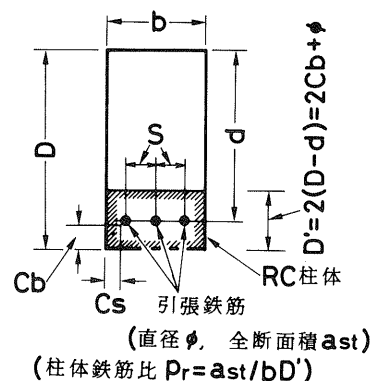


図8 RC引張柱体の仮定

$$\text{平均ひびわれ幅} : w_{av} = \ell_{av} \cdot \varepsilon_{s, av} \quad \dots\dots\dots (45)$$

$$\text{最大ひびわれ幅} : w_{max} = 1.5 w_{av} \quad \dots\dots\dots (46)$$

$$\text{平均ひびわれ間隔} : \ell_{av} = 2(C + S/10) + 0.1 \phi / p_r \quad (47)$$

鉄筋伸びひずみの平均 :

$$\varepsilon_{s, av} = \frac{1}{E_s} \left\{ \sigma_{st} - \beta \frac{F_t}{p_r} \right\} \quad \dots\dots\dots (48)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに, } C &= (C_s + C_b) / 2 \\ \beta &= 1 / (2 \times 10^3 \Delta \varepsilon_{s, av} + 0.8) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (49)$$

σ_{st} : 設計曲げモーメントが作用したときの引張鉄筋の引張応力

ϕ : 使用鉄筋の直径

—72—

$$\left. \begin{aligned} \text{柱: } Q_A &= \sum M_y / h \\ Q_A &= 2 Q_E \end{aligned} \right\} \text{ (どちらか小さい方) } \dots\dots\dots (55)$$

ℓ : はりの内のリスパン, h : 柱の内のり高さ

である。

PRC部材のせん断耐力 Q_u は、プレストレスの存在によってRCのそれよりは大きくなる。PRC指針には、PRC部材がRCとPCの中間的性質を示すものではあるが、どちらかといえばRC的挙動を示すことから、RCのせん断耐力算定式を修正した次式が示されている。

$$Q_u = b j \{ \alpha (f_{cs} + 0.1 \sigma_g) + 0.5 \sigma_{sy} (p_w - 0.002) \} \dots\dots\dots (56)$$

b : 断面ウェブ幅

j : 普通引張鉄筋に対する応力中心距離 ($= 7d/8$)

f_{cs} : コンクリートのせん断強度 (コンクリート設計基準強度 $F_c = 240, 270, 300 \text{ kgf/cm}^2$ に対し $f_{cs} = 11, 11.5, 12 \text{ kgf/cm}^2$ とする)

σ_g : ウェブ幅 b を用いた長方形断面に対する平均プレストレス

σ_{sy} : せん断補強筋の規格降伏点強度

p_w : せん断補強筋比 (≤ 0.012)

α : はりの場合は $\alpha = 4 / [(M/Qd) + 1]$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$, 柱の場合は $\alpha = 1$

4.5 構造細則その他

以上の他、種々の構造細則等が定められているが、そのほとんどはRC造の構造細則を適用する。ここではPRC造に特有のものだけ略述しておく。

(1) PC鋼材のかぶり

PC鋼材の引張縁からのかぶり厚は10cm以上、ただし、PC鋼材位置における曲げひびわれ幅が0.1mm以下であることが確かめられた場合、PC鋼材としてシース付アンボンドPC鋼材を用いる場合、および、取替可能な2次部材についてはこの限りでない。

(2) 最小引張鉄筋比

長期荷重に対する引張側普通鉄筋の鉄筋比 p は次式を満足しなければならない。

$$p \geq \left(0.004 - 0.02 \frac{\sigma_g}{F_c} \right) \dots\dots\dots (57)$$

σ_g : コンクリート断面の平均有効プレストレス

F_c : コンクリートの設計基準強度

スラブについては、各方向のスラブ全幅に対する全鉄筋(普通引張鉄筋+引張側にあるPC鋼材)のコンクリート全断面積に対する鉄筋比 p_t が次式を満足しなければならない。

$$p_t \geq \left(0.002 - 0.003 \frac{\sigma_g}{F_c} \right) \dots\dots\dots (58)$$

(3) 鉄筋係数

引張鉄筋の鉄筋係数 q は、引張側にあるPC鋼材も加えて算出し、次の値を満足しなければならない。

$$q = \frac{a_{st} \sigma_{ry} + a_{sp} \sigma_{py}}{b d F_c} \leq 0.25 \dots\dots\dots (59)$$

記号は(51)式の説明を参照されたい。

なお、鉄筋係数の規定値 $q \leq 0.25$ はかなり厳しい。これは新耐震設計法の施行にともない、構造物の地震エネルギー吸収の裏付けとなる塑性変形能力の確保を目的として定められたものである。従来の内外の規定には $q \leq 0.3$ というものもあるが、最近の研究ではこの値はやや大きすぎるようである。¹⁷⁾ 設計上 q の値が(59)式の制限を上廻る場合には、横拘束による圧縮側コンクリートの圧縮変形能力増大をはかるなどの手段^{4), 18)}を構ずる必要がある。

(4) コンクリートの設計基準強度

PRC造はどちらかというとRC造に近いものであるから、PC造のように高強度コンクリートを必ずしも使用する必要はない。PRC指針では次のようにコンクリート設計基準強度 F_c を定めている。ただし、カッコ内数値はプレストレス導入時の圧縮強度である。

$$\left. \begin{array}{l} \text{ポストテンション方式: } F_c \geq 240 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\geq 200 \text{ kgf/cm}^2) \\ \text{プレテンション方式: } F_c \geq 350 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\geq 300 \text{ kgf/cm}^2) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (60)$$

これらの規定値はPC造技術基準にも盛り込まれ、PRC造使用の道が開かれる予定である。なお、プレテンション方式PRCに対しては日本建築学会PC設計施工規準の規定値がそのまま適用されているが、これはプレストレス導入をPC鋼材とコンクリートとの付着にたよって行うためである。

なお、コンクリート設計基準強度が小さくなると、PC鋼材定着部における割裂ひびわれ等が心配となる。今日慣用している定着装置は $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 程度になっても割裂補強筋を配置することによって安全性を確保できることが、実験等で確かめられている。

(5) アンボンドPC鋼材の使用

PRC造では曲げひびわれ幅およびたわみの制御を目的としてプレストレスを断面に導入するが、その目的からいって導入プレストレスの大きさはそれ程大きくはない。したがって、使用するPC鋼材も比較的径の細いものが多く、また、使用本数も本格的なPC造とくらべてかなり少なくなる。このことからグラウト注入を要しないアンボンドPC鋼材の使用が施工上も経済的にも望ましい。^{3), 4), 14)} しかし、現行のPC設計施工規準では床スラブ、小梁などの地震力を受けない部材でのアンボンドPC鋼材の使用は認められているが、地震力を直接受ける部材では認めておらず、PRC指針でも同様の方針を当面とることとした。ただし、地震力を受ける部材であっても、地震力の大部分(たとえば70%以上)を他の耐震要素が負担する場合には使用しても差支えなからうと考えられる。建設省PC造技術基準においても同様の方針がとられることになっているが、アンボンドPC工法の今後の幅広い発展のためには、このような使用制限は早い機会に撤廃したい。それにはとくにPC鋼材定着部の低サイクル疲労性状のデータを集積する必要がある。^{3), 19)}

5. 結 語

本稿では最近改正された建築基準法施行令に示されている新耐震設計法について概説し、PC建築構造物に対する同設計法の適用について述べるとともに、使用の道が開かれたPRC建築構造物の設計法の概要について記した。前者については二次設計における保有水平耐力の計算法を紙数の関係で割愛したが、これについては末尾文献^{20), 21)}を参照されたい。何れにしろ新耐震設計法の施行により、わが国でも終局強度にもとづくコンクリート系構造物の設計が一部ではあるが行われるようになり、さらに、PRC造の出現によりRC—PRC—PCの一貫設計体系の確立への道が開けたものと考えられる。RCからPCに至るすべてのコンクリート系構造物の設計を終局強度という基本思想にもとづいて耐震設計すべきであるとする筆者の永年の主張が、或意味では一部みたまされたものと考えたい。

(参考文献)

- 1) 新耐震設計法(案), 建築研究報告, No.79, 昭52. 3.
- 2) 地震荷重と建築構造の耐震性, 日本建築学会, 昭51.
- 3) 六車 熙, プレストレストコンクリート世界の動向, アンボンドプレストレストコンクリート — 最近の話題と問題点, PC技術協会昭和53年度講習会テキスト, pp. 25~61, 昭54. 1.
- 4) 六車 熙, PC建築構造における最近の話題, PC技術協会昭和54年度講習会テキスト, pp. 23~44, 昭55. 1.
- 5) 日本建築学会PS構造分科会, アンボンド工法用PC鋼材と施工時の取扱いについて, 建築雑誌, Vol. 94, No.1153, pp. 57~64, 昭54. 7.
- 6) 仝上, プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造の設計・施工指針(案), 建築雑誌, Vol. 97, No.1194, pp. 50~56, 昭57. 6.

- 7) 加藤晴久, 塚田市郎, 建築基準法施行令の改正, 建築技術, №350, pp. 75~100, 昭55. 10.
- 8) 加藤晴久, 建築基準法施行令の改正に伴う構造計算関係の告示, 建築技術, №355, pp. 76~91, 昭56. 3.
- 9) 渡部 丹, 新耐震設計法の概要, 建築雑誌, Vol. 95, №1169, pp. 89~92, 昭55. 8.
- 10) P. W. Abeles, Design of Partially Prestressed Concrete Beams, J. of ACI, Vol. 64, №10, pp. 669~676, Oct. 1967
- 11) T. Y. Lin, Load-Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete, J. of ACI, Vol. 60, № 6, pp. 719~742, June 1963
- 12) 日本建築学会, PC設計施工規準・同解説, 昭50. 1.
- 13) Recommendation of the Concrete Society on the Design of Post-tensioned Concrete Flat Slabs in Buildings, The Concrete Society, 1974
- 14) 六車 熙, アンボンドプレストレストコンクリート(IV), G. B. R. C., Vol. 3, № 1, pp. 6~13, 昭53. 1.
- 15) 鈴木計夫, 大野義照, プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究(その1, 初期ひびわれ幅について), 日本建築学会論文報告集, 第303号, pp. 9~19, 昭56. 5.
- 16) 全上(その2, ひびわれ幅の計算図表), 日本建築学会論文報告集, 第305号, pp. 51~57, 昭56. 7.
- 17) R. Park & K. J. Thompson, Some recent research in New Zealand into aspects of the seismic resistance of prestressed concrete structures, Proc. of the 12th New Zealand PCI Annual Meeting, pp. 98~108, Aug. 1976
- 18) 六車 熙, 横補強筋によるコンクリートの圧縮じん性改善, コンクリート工学, Vol. 17, № 2, pp. 50~51, 昭54. 2.
- 19) 六車 熙, アンボンドプレストレストコンクリート(II), G. B. R. C., Vol. 2, № 2, pp. 7~16, 昭52. 4.
- 20) 日本建築学会, 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 昭56.
- 21) 芳村 学, 鉄筋コンクリート造の構造特性係数と保有耐力, 建築技術, №355, pp. 92~97, 昭56. 3.

最近施工されたPC橋

まえがき

最近架設したPC橋は、東北・上越新幹線の大宮始発開業の直後であり、長大橋りょうでは目ばしいものは見当たらないが、今後の鉄道橋の設計施工に役立つであろうという事柄についてまとめてみることにした。

先ず、昭和58年春に改訂を予定している「建造物設計標準プレストレストコンクリート鉄道橋」の概要を示し、次に、今後需要が多くなるであろうと予想されるPC橋の施工法および施工事例を紹介する。

1. 新プレストレストコンクリート鉄道橋設計標準の概要

鉄道橋におけるプレストレストコンクリート構造物の設計は、昭和45年に制定された建造物設計標準にもとづいているが、この間、プレストレストコンクリート技術が進歩したこと、また、土木学会のプレストレストコンクリート標準示方書及び、道路橋示方書が53年に改定されたこと、等をふまえ、国鉄においても建造物設計標準の改訂作業を行ってきたが、最終案がまとまり印刷中であるのでここに要点を紹介する。今回の主な改訂内容は、コンクリートの許容応力度を高めたこと、今までより大きな曲げ引張応力度を認めたこと、せん断に対する設計及びねじりに対する考えを改めたこと、などである。以下これらの改訂の要旨について簡単に紹介する。

1) 材料強度、許容応力度

(1) コンクリート

コンクリートの圧縮強度は、高性能減水剤の発達によって、高強度コンクリート(600kg/cm²以上)のコンクリートが比較的容易に得られるようになったので、高強度コンクリートの活用が可能なように、設計基準強度600kg/cm²、800kg/cm²の許容応力度についても規定した。また、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、生コンの使用が一般的となり、生コンJISの呼び強度とほぼ等しく設計基準強度の品質規定にしたことにより、旧標準に比べて、10kg/cm²増しにした。一方、設計荷重作用時におけるコンクリートの曲げ引張応力度は、通常の場合、コンクリートにひびわれを発生させない範囲で構造物の経済性を考え、従来より5kg/cm²程度大きい値とした。コンクリートの許容斜引張応力度は、設計荷重作用時について規定し、破壊安全度の検討については、斜引張応力度の検討は行なわなくてよく、別途にせん断強度をチェックすることにした。コンクリートの許容支圧応力度は、次による。

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{\sigma_{ck}}{3} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad \text{ただし,} \quad \sigma'_{ca} \leq \sigma_{ck}$$

これらのコンクリートの基準の許容応力度をまとめると表—1—1—1に示すとおりである。

表—1—1—1

・コンクリートおよび鉄筋の基準の許容応力度に乗じる係数

荷重の組合せ	基準の許容応力度に乗じる係数
i) 主荷重のみ	1.0
ii) 主荷重+1つの従荷重	1.15
iii) 主荷重+2つの従荷重	1.25
iv) 主荷重+3つの従荷重	1.5
v) 死荷重と地震の影響	1.5

・コンクリートの許容引張応力度(kg/cm²)

荷重の組合せ	σ_{ck} (kg/cm ²)		
	300	400	500以上
i) 主荷重のみ	8	10	12
ii) 主荷重+1つの従荷重	13	15	17
iii) 主荷重+2つの従荷重	17	20	23
iv) 主荷重+3つの従荷重	22	25	28
v) 死荷重と地震の影響	—	—	—

主荷重：①死荷重 ②列車荷重 ③衝撃 ④遠心荷重 ⑤プレストレス力 ⑥クリープ ⑦乾燥収縮

従荷重：①温度変化 ②風荷重 ③雪荷重 ④車両横荷重 ⑤制動荷重 ⑥始動荷重 ⑦支点沈下

⑧群集荷重 ⑨ロングレール縦荷重

・コンクリートの基準の許容圧縮応力度(kg/cm^2)

適用範囲		設計基準強度(kg/cm^2)	300	400	500	600	800
プレッシング直後	曲圧	長方形断面	150	190	210	230	260
	げ縮	T形および箱形断面	140	180	200	220	250
	軸圧縮		120	145	160	170	180
設計荷重作用時	曲圧	長方形断面	120	150	170	190	220
	げ縮	T形および箱形断面	110	140	160	180	210
	軸圧縮		90	120	135	150	165

・コンクリートの基準の許容曲げ引張応力度(kg/cm^2)

適用範囲	σ_{ck} (kg/cm^2)				
	300	400	500	600	800
プレッシング直後	12	15	18	21	24
全死荷重作用時	0	0	0	0	0
設計荷重作用時	8	10	12	12	12

・コンクリートの許容斜引張応力度

適用範囲		設計基準強度(kg/cm^2)	300	400	500以上
設計荷重作用時	せん断による応力		11	13	15
	せん断とねじりによる応力		14	17	20

注) 1) 破壊荷重作用時における斜引張応力度の検討は行なわない。

2) $\sigma_{ck}=600 \text{ kg}/\text{cm}^2$ および $800 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の許容値を追加した。

(2) PC鋼線

PC鋼線のB種は、一般におくれ破壊が問題とされていたが種々のデータで問題がないこと、疲労耐力も十分であること、諸外国でも使用されていること、製造・品質管理の面から品質に信頼が持てること、定着時のPull in、定着具背面の補強に問題がないことなどから、標準の改訂とは直接関係ないが今後積極的に使用してゆくこととした。

B種鋼線は、A種に比べて、降伏荷重、引張荷重が高く、設計荷重作用時で約8.5%の強度増があり、経済的にも有利である。B種の鋼線を表-1-1-2に示す。

表-1-1-2

記号	呼び名	降伏荷重 (kg)	引張荷重 (kg)	伸び (%)	レラクセーション 値 (%)	公称断面積 (mm^2)	単位重量 (kg/m)	記事
SWPR7B	7本より 9.5mm	8850 以上	10400 以上	3.5以上	3.0以下	54.84	0.432	JIS規格 有り
	7本より 11.1mm	12000 以上	14100 以上	〃	〃	74.19	0.580	
	7本より 12.7mm	15900 以上	18700 以上	〃	〃	98.71	0.774	

※ B種の鋼線(160/190)を原則として用いる。

2) コンクリートのクリープ

プレストレスの減少を計算する場合のクリープ係数は考え方を土木学会示方書に合わせた。クリープ係数は、早強セメントを用いた場合と、普通セメントを用いた場合とに区別している。普通セメントの場合のクリープ係数は、早強セメントを用いた場合の値に、屋外の場合0.2、屋内の場合0.3をそれぞれ加えた値である。特別の検討を行なう場合のコンクリートのクリープ係数は、一般式により部材断面の仮想厚さ、コンクリートの配合、荷重載荷材令等を考慮して、算出できるように定めた。

3) せん断に対する検討

せん断に対する検討は、設計荷重作用時および破壊安全度について行なう。

設計荷重作用時の検討は、コンクリートの斜引張応力度が表-1-1-1に示す値以下でなければならない。

破壊安全度の検討は、破壊計算用せん断力 S_{rd} が、最大せん断力 S_{dmax} を越えてはならないと規定した。破壊計算用せん断力 S_{rd} は、桁高変化、湾曲配置されたPC鋼材の影響を考慮して求めるが、新標準の規定では、PC鋼材のせん断力に平行な成分は、有効引張力を用いて算定するものとした。

$$S_{rd} = S_d - S_{hd} - S_{pd}$$

ここに、 S_d ; 破壊に対する安全度を検討するための荷重による計算せん断力

S_{hd} ; せん断力に与える桁高変化の影響

S_{pd} ; PC鋼材の有効引張力のせん断力に平行成分

$$S_{dmax} = 0.2 \sigma_{ck} b_w d$$

ここに、 b_w ; はりの腹部幅

d ; はりの有効高さ

破壊計算用せん断力 S_{rd} は斜引張鋼材の計算をしない場合次式による S_{cd} を越えてはならない。

$$S_{cd} = \tau_c b_w d \left(1 + \frac{M_0}{M_d} \right)$$

$$\text{ただし、} \left(1 + \frac{M_0}{M_d} \right) \leq 2$$

ここに、 τ_c ; 表-2-1-3による。

b_w ; はりの腹部幅

d ; はりの有効高さ

S_{cd} ; コンクリートが負担するせん断力

M_0 ; 考慮する断面での引張縁の合成応力度が0となる曲げモーメント

M_d ; 考慮する断面での破壊計算曲げモーメント

表-1-1-3 τ_c (kg/cm²)

σ_{ck}	300	400	500	600	800
τ_c	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5

以上の事項を概略のフローとして図-1-1-1に示す。

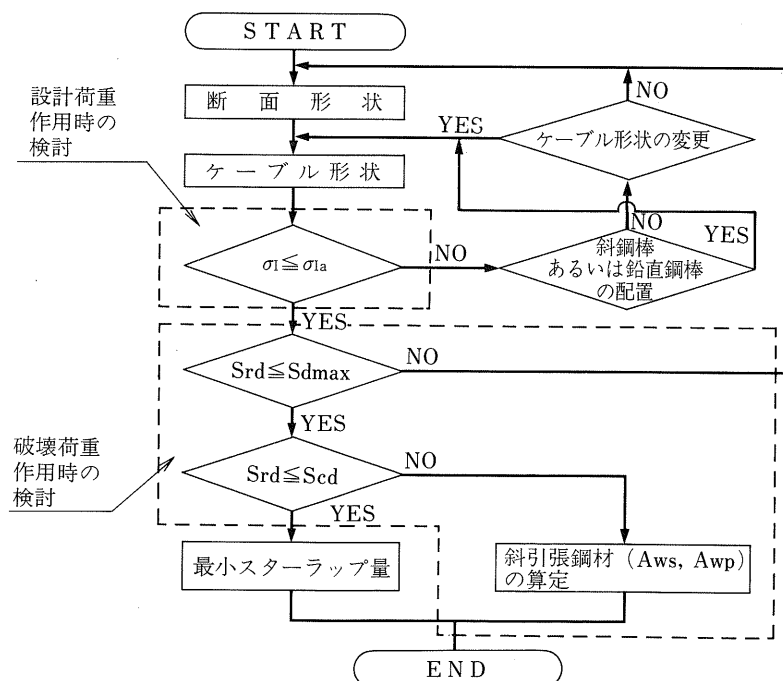


図-1-1-1 せん断の検討方法の概略フロー

破壊計算用せん断力 S_{rd} が最大せん断力 $S_{d\max}$ 以下で、コンクリートが受け持つせん断力 S_{cd} 以上の場合は、全せん断力 S_d からPC鋼材(斜鋼棒および鉛直鋼棒は除く)が受け持つせん断力 S_{pd} およびコンクリートが受け持つせん断力 S_{cd} を差し引いたせん断力に対して、斜引張鋼材(スターラップおよび斜引張鋼材として配置した鋼材)を配置する。

また、通常の付着のあるPC鋼材の曲げ上げ成分は、鉄筋のひずみと同じ程度の範囲で、せん断補強筋として考慮してよい。

(a) スターラップ ; A_{ws}

$$A_{ws} = \frac{1.15 \cdot S_v \cdot s}{d \cdot \sigma_{sy}}$$

(b) 斜引張鋼材として配置したPC鋼材

$$A_{wp} = \frac{1.15 S_{vp}}{d \cdot \sigma_{py}} \cdot \frac{s}{(1 + \cot \theta) \sin \theta}$$

ここに、 A_{ws} ; s なる間隔をもって配置されたスターラップの断面積

A_{wp} ; s なる間隔をもって配置された斜引張PC鋼材の面積

S_v ; スターラップが受けるせん断力

S_{vp} ; 斜引張鋼材が受けるせん断力

$$S_v + S_{vp} = S_{rd} - S_{cd}$$

S_{rd} ; 破壊計算用せん断力 ($= S_d - S_{pd}$)

S_d ; 破壊荷重による計算用せん断力

S_{pd} ; PC鋼材の有効引張力のせん断力に平行な成分 ($= A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$)

σ_{sy} ; スターラップの降伏点応力度

d ; はりの有効高

新標準では、曲線桁の主桁、電柱支持バリなどねじりモーメントの影響の大きい部材やねじり抵抗を考慮しないとその構造が成立しない構造物以外のものについては、ねじりによる鉄筋の補強を行なわなくてもよいことにした。

図-1-1-2、図-1-1-3は、各種示方書及び国鉄の新旧標準について、せん断力とスターラップ量を比較したものである。

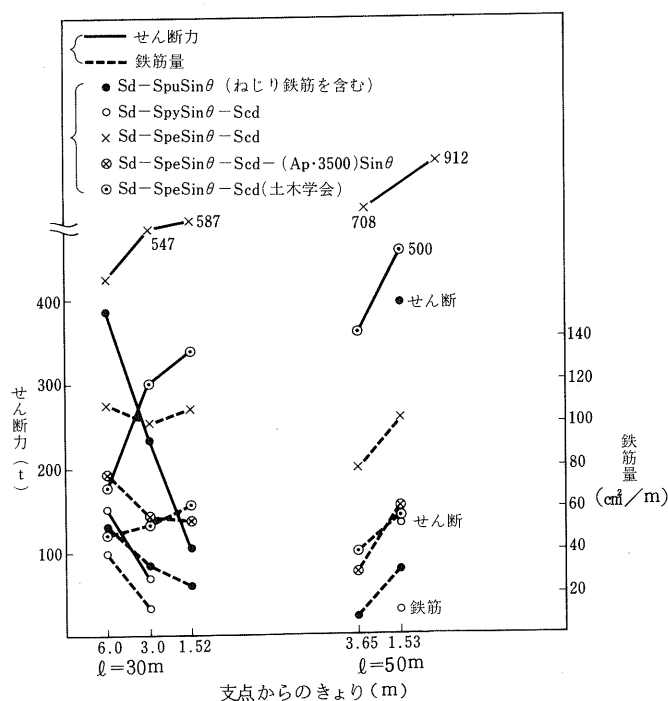


図-1-1-2 せん断力、鉄筋量(箱形断面)

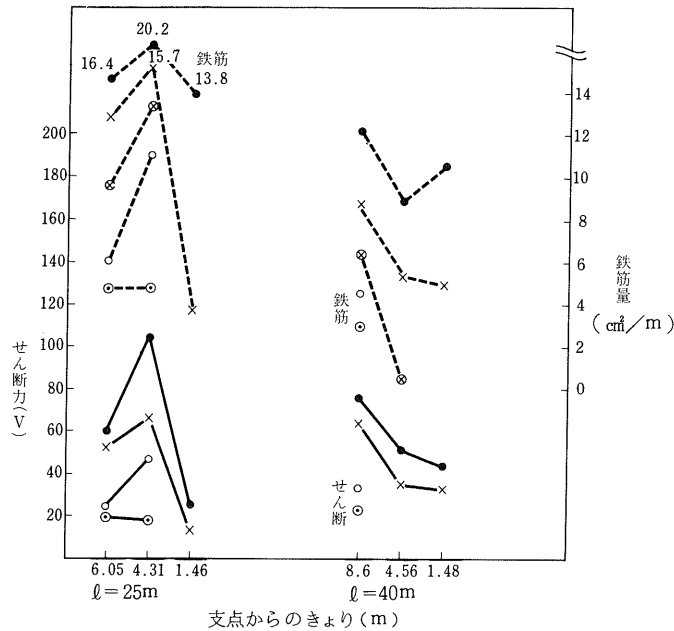


図-1-1-3 せん断力，鉄筋量（I形断面）

4) 引張鉄筋の算定

設計荷重作用時およびプレストレス直後において，コンクリートに引張応力が作用する区間に配置する引張鉄筋断面積は，次によって計算する。

$$(a) \quad A_s = \frac{T_c}{\sigma_{sa}}$$

ここに， A_s ; 引張鉄筋断面積
 T_c ; 断面に起っているコンクリートの全引張力
 σ_{sa} ; 鉄筋の許容引張応力度

(b) 引張応力の作用するコンクリート面積の 0.5 %

次のいずれの条件をも満足する場合は，引張応力の作用する区間に配置されているPC鋼材を引張鉄筋の一部 とみなしてよい。

(i) PC鋼材とコンクリートとの付着があること。

(ii) コンクリートに生ずる全引張力を，引張応力の作用する区間に配置されている全鋼材の断面積で除した応力度と，PC鋼材の引張応力度との和がPC鋼材の許容引張応力度以下であること。

すなわち，PC鋼材を引張鉄筋の一部となる量 A_{sp} は，次のとおりである。

$$A_{sp} = \frac{T_c}{(0.6 \sigma_{pu} \text{ or } 0.75 \sigma_{py}) - \sigma_{pd}}$$

$$\text{ただし，} \quad \sigma_{pd} = \frac{T_c}{\sum A_p} + \sigma_{pe} < 0.6 \sigma_{pu} \text{ or } 0.75 \sigma_{py}$$

σ_{pd} ; PC鋼材に作用している実引張応力度

2. 注目される施工法

PC鉄道橋の設計施工技術は、新幹線の建設に代表されるような新線の建設工事で培かれたものであるが、諸般の状況から考えて、今後しばらくの間は、このような新線の建設工事は少なくなり、橋りょう工事の大半は、営業線関係の改良工事となると推定される。

これらの工事は、道路との立体交差化工事、河川の改修工事(河川の拡幅、河川の付け替え)に伴う橋りょうの架替え、および新設、老朽橋桁の架替え工事等であり、いずれの場合にも、営業線の列車運行を阻害することなく工事を進めることが、施工上の必要条件とされる。

営業線での橋りょう工事で、列車運行を確保する方法は、

- i) 一時的に仮の線路を敷設し、この仮線で列車の運行を確保しながら、所定の位置の橋りょう工事を行ない、工事終了後に、列車の運行を、在来の路線にもどし、仮線を撤去する。
- ii) 新線を建設し、旧線を廃線とする。
- iii) 列車の運転されない時間帯を利用して工事を行なう。

等が行なわれる。

これ等の工法のうち、iii)の方法によることが可能であれば、これが最も経済的であるが、この方法が可能であるか否かは、その線区の列車の運転密度と、工事の施工技術との、かね合いで決定される。

iii)の方法によって営業線の橋りょう工事を行なうための施工法には、橋桁の横取り架設工法、および線路下横断工法が、一般に行なわれ、技術的な改良が進んでいるので、以下に、これら工法の概要および、実施例を紹介する。

この外、立体交差化工事、河川改修に伴う橋りょうは、桁下空頭とレールレベルの関係で、桁高を制限される場合が多いことから、下路橋とせざるを得ないことが多いので、PC下路鉄道橋の押出し工法の概要および実施例についても紹介する。

2-1 横取り架設工法

横取り架設工法は、図-2-1-1に示すように、あらかじめ新設桁を、線路側方に製作仮置きし、これと平行して、工事桁により列車の運行を確保しながら、線路下に新設橋台を建設し、横取り用の設備を整備した後、列車間合に、工事桁、旧橋桁を撤去し、新桁を横方向に移動させて、正規の位置に設置するものである。

この施工法は、従来から行なわれてはいたが、新設桁を、台車上に載せ、レール上を横移動する方法によっていた。

この方法による場合は、台車の容量に限度がある他、横移動の際の衝撃が大きいため、橋りょう規模が制限され、スパン20米程度以下の橋りょうに限って適用可能であった。

最近では、押出し工法に用いる滑り板、または、ベアリングプレート等を桁の横移動に利用する方法が開発され、この方法を適用することが多くなっている。

この方法は、橋桁を面で支持し、平面上を滑り移動させるので、移動時の衝撃が小さく、大形の桁の横移動に適している。マサツ係数は0.05程度であり、橋桁の重量によっては、チルホールのような簡易な引張り装置で移動が可能である外、滑り板に、急速な移動に対してはマサツ係数が大きくなるという特性があるので、過走防止についても有利である。

横取り架設工法を実施、または現在計画中の橋りょうを表-2-1-1に示す。

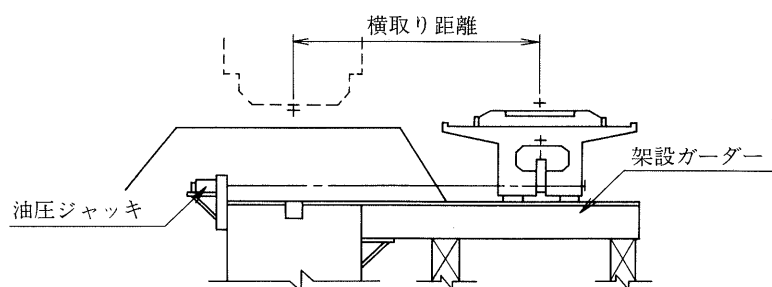
表中、湯の岡Bvは、台車を用いたものであり、比較の意味で取上げている。また、安室川B、鯉川B、上開Bは、すでに施工済みである。

この工法では、本シュートを横取り時のシュートに兼用するが、ゴムシュートの場合(図-2-1-2)、と鋼シュートの場合(図-2-1-3)の装置は若干異なるが、いずれの場合も、下シュートを、橋台上の正規の位置にセットしておき、横移動終了時に桁製作時に橋桁と一体とした上シュートと上下に重なる構造となっている。横移動は、下シュート上面と同一高さに整備した渡し板の上に滑り板を介して上シュート下面が載り、渡し板上を横移動させる。

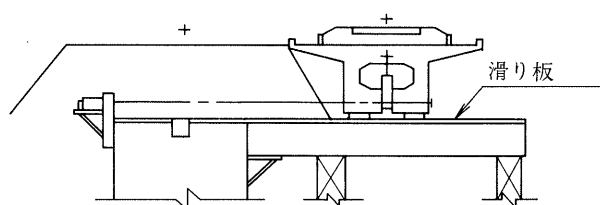
図-2-1-4に横取り工法の一般的な作業手順を示す。

ここに、最近施工を終了した下路桁形式の上開橋りょう、箱形桁形式の鯉川橋りょうについて3-1(a)に簡単に紹介する。

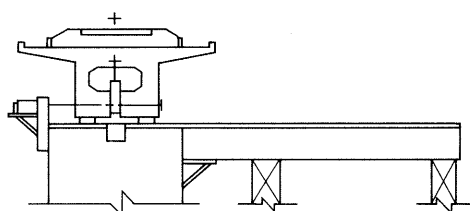
i) 桁製作、横取り移動装置据え付けおよび試験



ii) 線路閉鎖、破線後、旧橋りょう部撤去、新桁移動



iii) 桁移動終了、シュー・ストッパー据え付け、レール締結



iv) 線路復旧、後作業

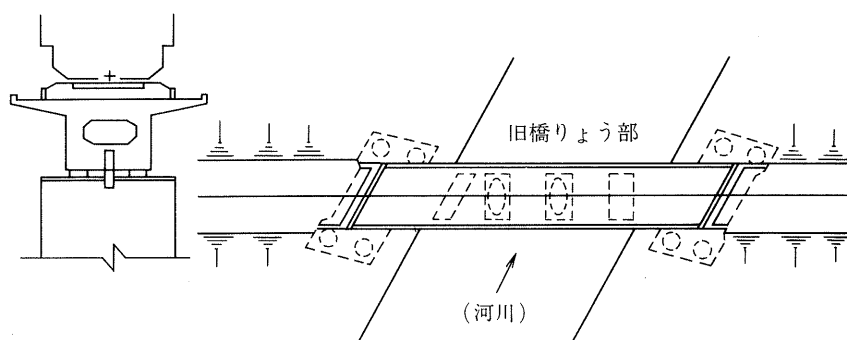
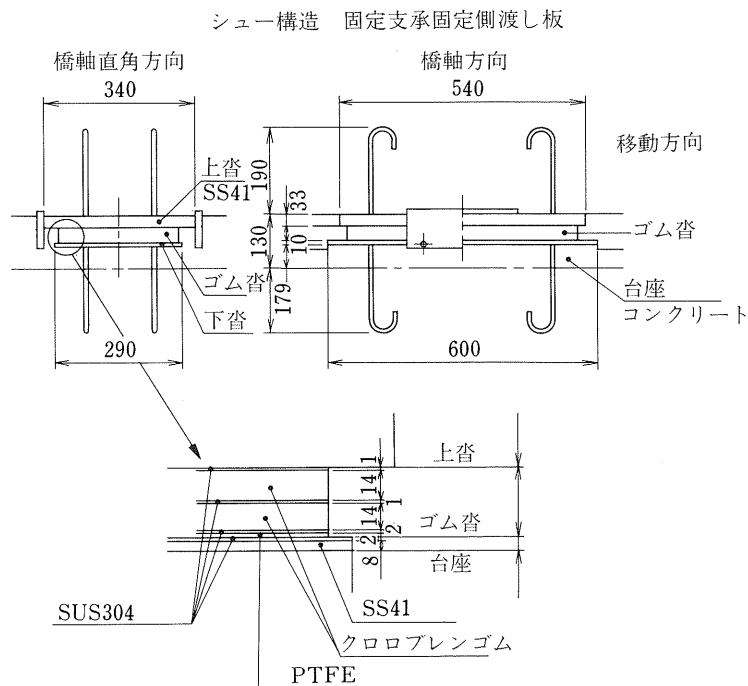


図-2-1-1 横取り架設工法概略図

表-2-1-1 PC横取り架設工法桁諸元

橋りょう名	線 区	活荷重 (kS)	斜角	桁高 (m)	スパン (m)	桁種別	移動距離 (m)	架 設 方 式	記 事
※湯ノ岡Bv	小浜線	16	90°	1.0	18.4	単線 I形4主桁	6.5	ウィンチ・台車・レール・ ゴムシュー・コンクリート ストッパー	都市計画による立体 交差化(盛土区間)
※安室川B	山陽本線	18	70°	3.6	39.0+43.0	単線・併列 下路桁	1.0	油圧ジャッキ・滑り板・ ネオトップシュー・ ダンパー・ストッパー	河川改修による橋りょう 改築(河川)
相生Bv	日光線	16	75°	4.2	50.0	単線 下路桁	9.5	センターホールジャッキ・ 滑り板・ネオトップシュー	都市計画による立体 交差化(盛土区間)
宮ノ下B	磐越東線	16	60°	1.4	16.0	単線 I形3主桁	6.5	チルホール・滑り板・ ゴムシュー・鋼角ストッパー	老朽化改築 ブロック 工法桁(河川)
宮沖第一Bv	呉線	16	90°	2.3	25.8	単線 1 Box 桁	8.6	油圧ジャッキ・滑り板・ ネオトップシュー	高架にともなう立体 交差化(高架)
※鯉川B	筑肥線	14	90°	1.9	33.0	単線 1 Box 桁	5.5	センターホールジャッキ・ 滑り板・ネオトップシュー	河川改修による橋りょう 改築(河川)
※上開B	筑肥線	14	60°	2.8	38.0	単線 下路桁	8.4	センターホールジャッキ・ 滑り板・ネオトップシュー	河川改修による橋りょう 改築(河川)
※綿打川B	篠栗線	16	90°	1.7	22.1	単線 下路桁	8.7	油圧ジャッキ・滑り板・ ネオトップシュー	河川改修による橋りょう 改築(河川)
※日置川B	日豊本線	16	60°	1.8	28.0	単線 1 Box 桁	8.0	油圧ジャッキ・滑り板・ ゴムシュー	河川改修による橋りょう 改築(河川)
※昆布刈川B	豊肥線	16	90°	1.9	22.1	単線 下路桁	9.1	油圧ジャッキ・滑り板・ ゴムシュー	橋りょう改良(河川)

注) ※印は実施済み橋りょうである。 他は計画橋りょうである。



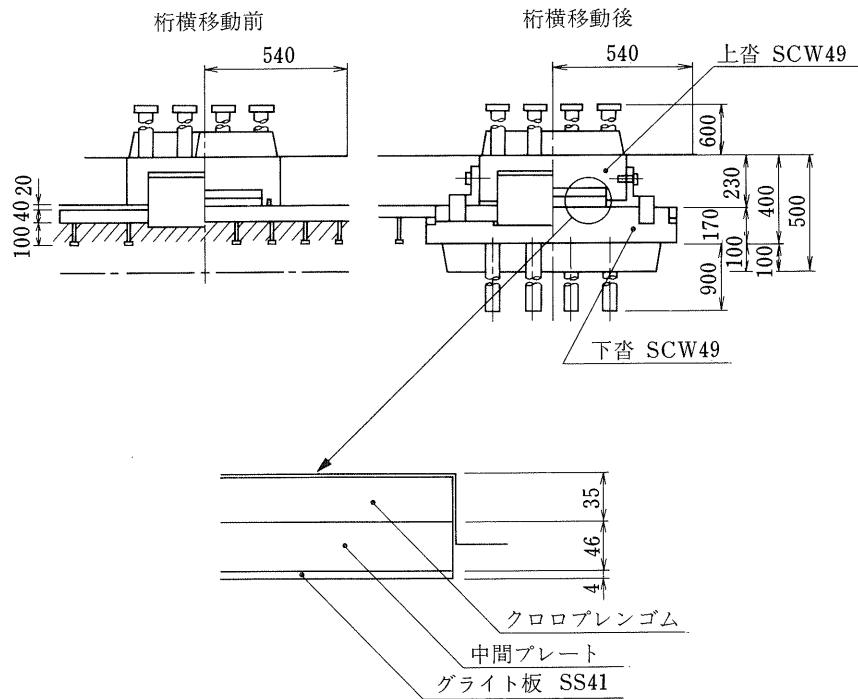


図-2-1-3 鋼 シュー

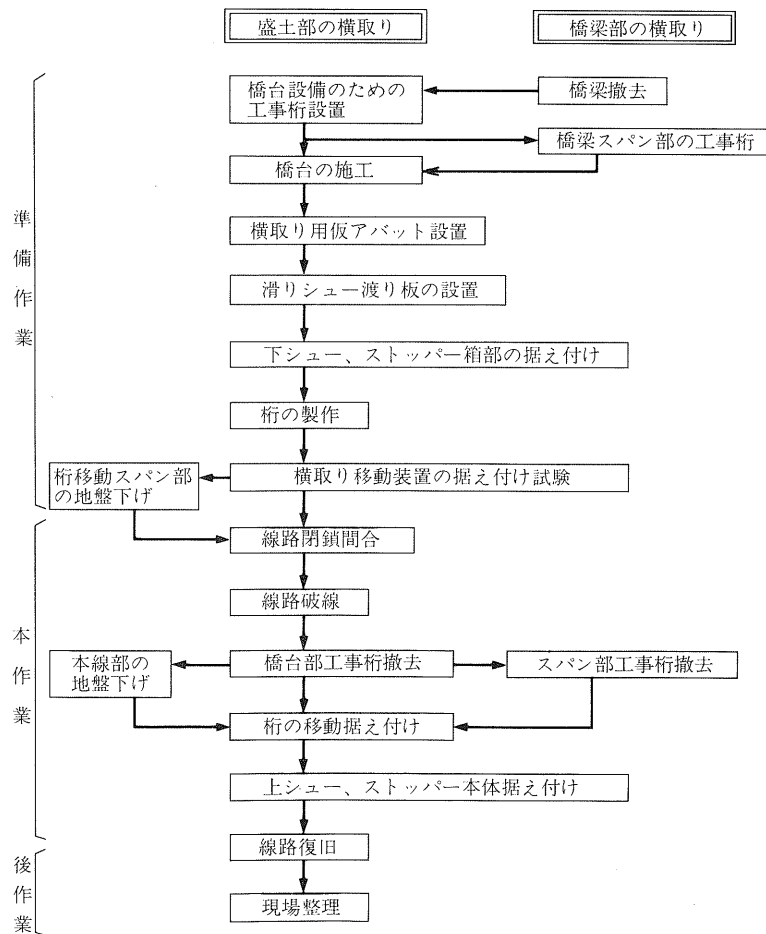


図-2-1-4 横取り工法フローチャート

2-2 線路下横断工法

線路下横断工法は、列車の運行を支障しないで、線路下方を横切る道路又は水路等を建設する工法で、中空の桁状の部材を1本ずつ中空部にオーガーを入れて掘削しながら、線路下の路盤中に一定の土被りをとって圧入し最終的にこの部材を、線路を支持する構造物の部材とするもので、部材の材質、断面形状等によって、URT工法、NNCB工法およびPCR工法に分類されている。

URTは部材が鋼製箱形断面、NNCBは鋼製丸形断面でそれぞれ圧入後中埋コンクリートを部材中に充填するものであり、PCRはPC中空箱桁を使用し、そのまま構造部材とするものである。

本稿では特にPCR工法について紹介する。

PCR工法とは、Prestressed Concrete Roof method の略称であり、我が国で、研究開発された国産工法である。

PCR工法の標準的な構造物は、図-2-2-1であり、路盤面直下に、一定の土被りをとって、線路とほぼ直角方向に圧入されたPCルーフ桁と、これを支える受けた(PC主桁)、およびこれを支える橋台、基礎で構成される。図中の側壁には、パイプルーフを使用する例もある。

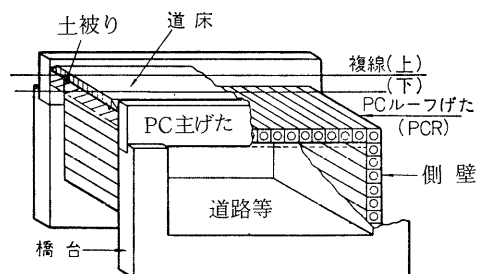


図-2-2-1 PCR工法によるPC下路げたの概略図

PCルーフ桁は、一般に工場製作されるが、PC主桁は現場打ちされる。

図-2-2-2に一般的な作業手順を、図-2-2-3にこの説明図を示す。

まず、橋台を構築するのに支障しない位置にH鋼または鋼矢板を打込み、線路の土留めとする。次に土留工外方を掘削し発進坑および到達坑をつくり、平行して、本体土留工をタイロッドで結び補強する。

発進坑には架台を設け、その上にケーモ-推進機をセットし、ルーフ桁を必要本数圧入する。

ルーフ桁の圧入完了後、橋台を製作し、主桁を現場打ちし、主桁コンクリート硬化後、横締めを行ない下路橋を完成させる。

下路橋を完成した後、橋桁下方を掘削し道路又は水路等を施工する。

以上に示したように、PCR工法は、ルーフ桁をそのまま本体構造物に使用するので、短期間で工事が完了し、かつ経済的な工法である。

3-2に実施例を紹介する。

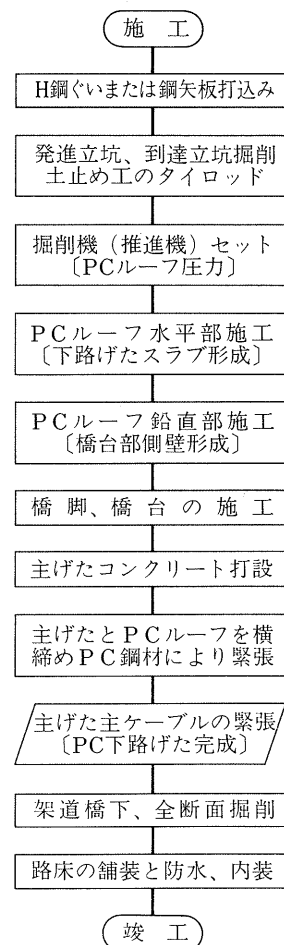
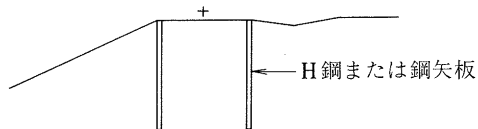
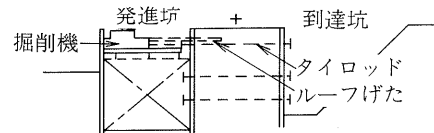


図-2-2-2 PCR工法のフローチャート

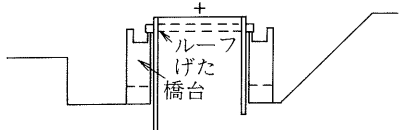
① H鋼ぐいまたは鋼矢板の打込み



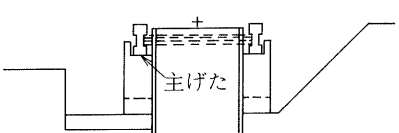
② 発進坑でルーフげたの圧入、橋台の製作



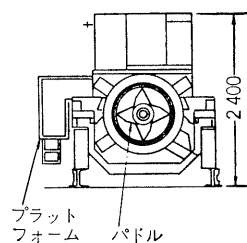
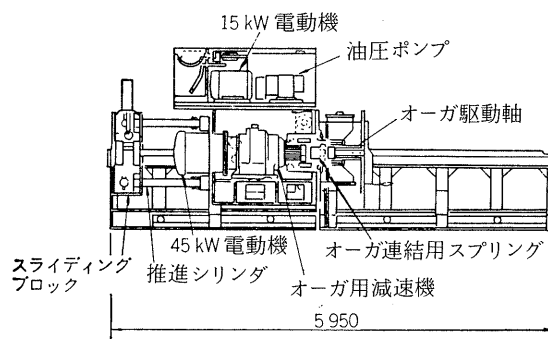
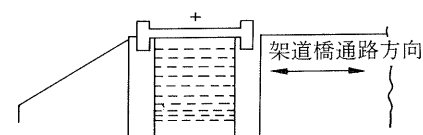
③ PCルーフげたの圧入完了



④ 主げたの製作と横締めPC鋼棒の緊張



⑤ PCR架道橋の完成



諸 元
 電動機 AC 200 V
 オーガトルク 3 000 kg・m
 油圧ジャッキ
 最大推力 300 t－4 本 (300 kg/cm²)
 シリンダ速度 30 t 以上 (0～11.5 cm/分)
 30 t 以下 (95 cm/分)
 PCR 掘削機 (KE-3300)

図－2－2－3 PCR工法の架道橋施工順序およびPCR掘削機

2－3 押し出し工法による下路橋の施工

東北新幹線猿ヶ石橋りょうの施工後、押し出し工法によるPC鉄道橋の施工は、すでに珍しいものではないが、押し出し工法は、箱形断面の桁に適用されたものがほとんどで、下路橋の例は少ない。

下路橋は、鉄道橋に多く適用されているが、桁下空頭とレール面の高さの関係から、桁高を極度に制限する場合に利点が発揮される。

断面形は、実施例の玉島川橋りょうに示すように、逆π形となっており、上路桁の桁高に相当する部分は、下スラブ厚であり、複線桁で、約60cm、単線桁で、約40cmで十分である。また、スラブの厚さは、横方向のスパンで決まるので、主方向のスパンには全く関係がない。

このように、下路桁は、桁高制限のある場合に、非常にメリットがあるが、断面が開断面であるため、押し出し工法の適用については、施工中の安定に対する心配から、適用が遅れていたが、昭和55年、仙山線の上杉山通Bvで、試的に施工した結果、適用可能であるとの結論に達し、東北新幹線間の坂Bv、筑肥線玉島川Bの施工に適用し、無事施工を完了した。

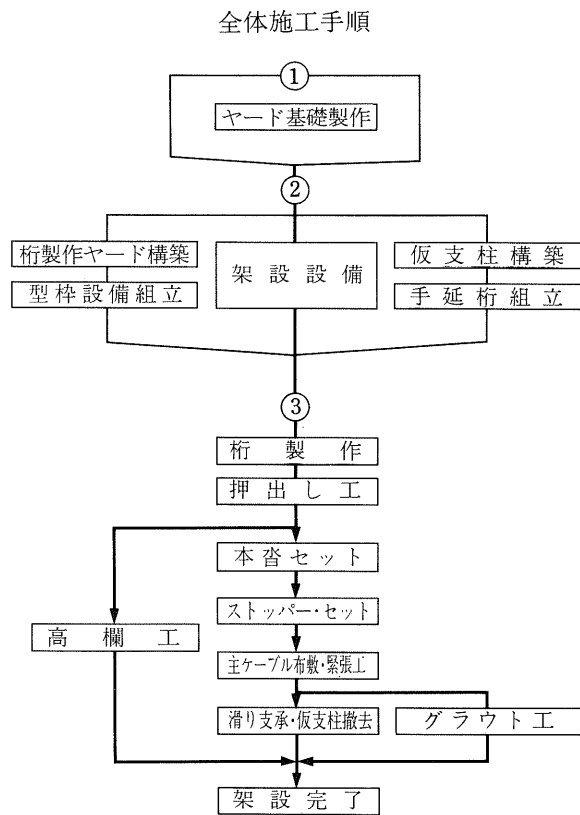
表－2－3－1にPC下路橋の押し出し工法実施橋りょうの諸元を示した。

表－2－3－1 PC下路鉄道橋・押し出し工法桁諸元

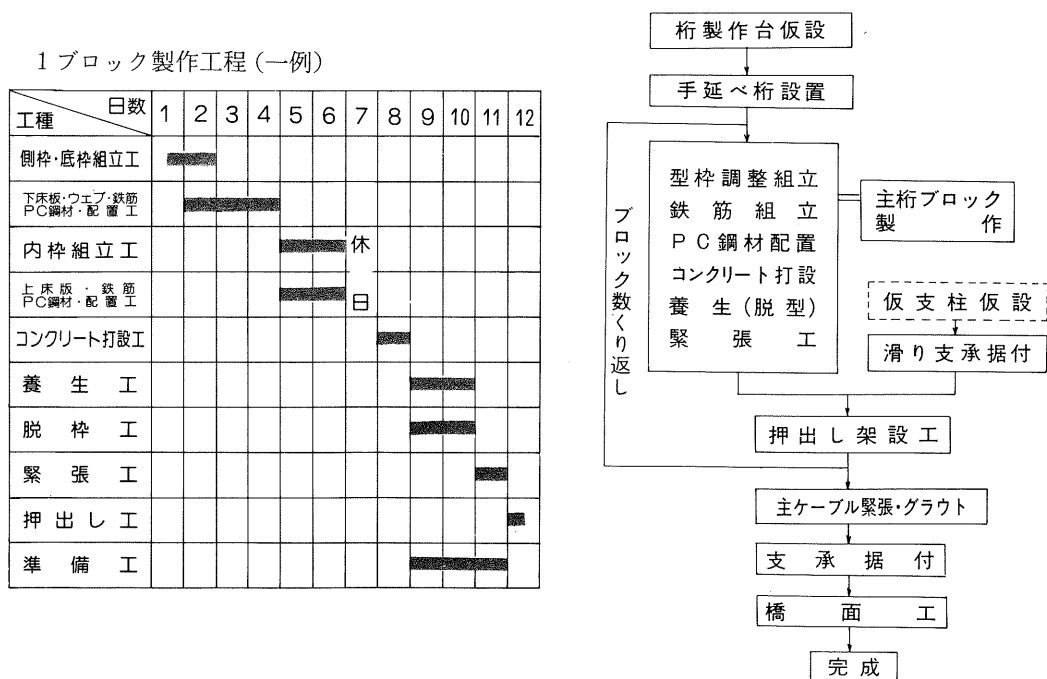
橋りょう名	線 区	活 荷 重	斜 角	桁長(m)	桁種別	桁高(m)	スパン構成(m)	工 法	使用箇所
上杉山通Bv	仙 山 線	KS-14	90°	40.6	単線・単純	2.9	1×39.6	T. L	旧国道
玉 島 川 B	筑 肥 線	KS-14	70°	146.0	単線・連続	3.2	35.2+2×40.0+29.2	T. L	河 川
間 の 坂Bv	東北新幹線	N-18, P-19	90°	116.96	複線・連続	3.51	32.48+42.5+41.98	S. S. Y	都 道

押し出し工法の施工順序は、箱形断面の桁と特に異なるところはないが、一例を図－２－３－１、図－２－３－２に示す。

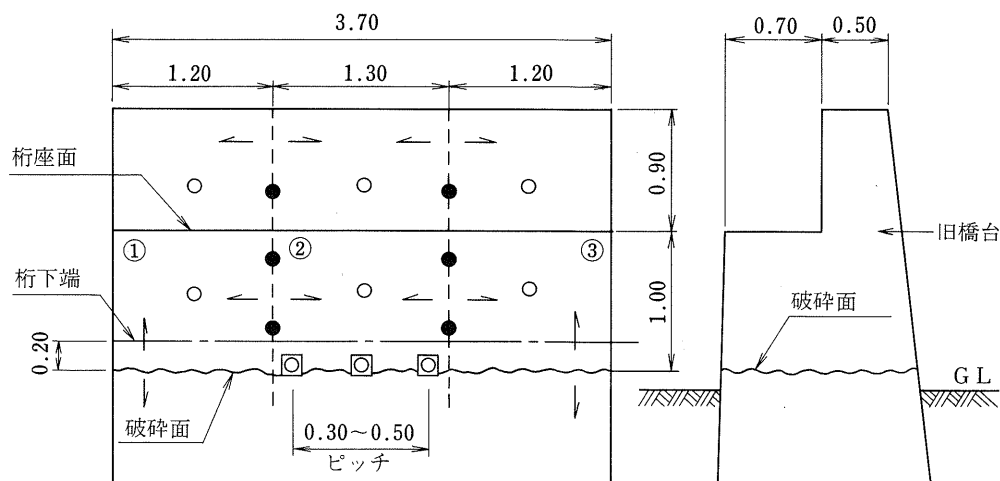
３－３に実施例を紹介する。



図－２－３－１ Boxの場合の参考例



図－２－３－２ 下路押し出し工法フローチャート



凡例

- ：貫通孔 $\phi 40$ （吊上用、台付ワイヤ使用）
- ：破碎ジャッキ（ダルグC-11型）用（穿孔 $\phi 46 \times 700$ ）3分割
- ：破碎ジャッキ用穿孔、上下分割

破碎順序

1. 前もって、破碎ジャッキ使用箇所を穿孔（昼間作業）
2. □箇所を破碎し、上下に分割（夜間作業）
3. ●箇所を破碎し、①～③に分割する（夜間作業）
4. ○箇所に、台付ワイヤーにて玉掛し撤去する（夜間作業）

図-3-1-2 旧橋台の撤去計画図（A₂）

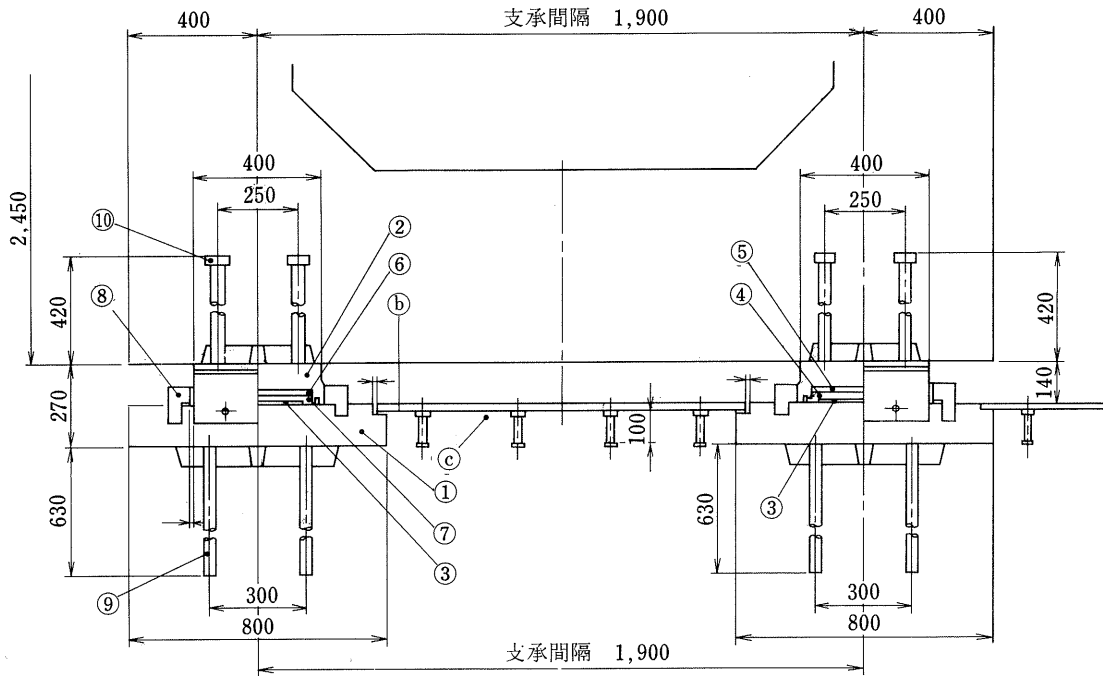
桁の横取りに用いた沓は、横取り用鋼製爪強化沓（密閉支承板支承）を使用した（図-3-1-3）。横取り架設工法は、桁本体は通常のPC桁と同じであるが、シュー構造に特徴がありガイドプレート⑬および渡し板⑮を用いてセンターホールジャッキで横移動させるものである（写真-3-1-1）。渡し板（クロームメッキ仕上、 $t=17\text{mm}$ ）天端に上シューを据付（下シュー天端と同一高さ）後、桁製作を行い引張側の下シューにジャッキ取付金具を固定し、センターホールジャッキを据付け、上シューとPC鋼棒で連結する。横取りきよりは、全移動量 8.43m であるが、これを昼間作業で 2.96m 、夜間作業で 5.47m の2回に分けて横取りを完了する。横取り時の上シューと渡し板との摩擦係数は、ほぼ 0.05 程度である。横取り架設工法は夜間の作業間合が5時間程度確保できれば十分安全な架替工事が可能である。表-3-1-2に、横取り架設工法の実績を示す。

写真-3-1-2、写真-3-1-3は架設前と架設後の全景である。

反力195.3TON可動・固定支承（その1）S=1/10

架設完了後

橋軸直角方向



橋軸方向

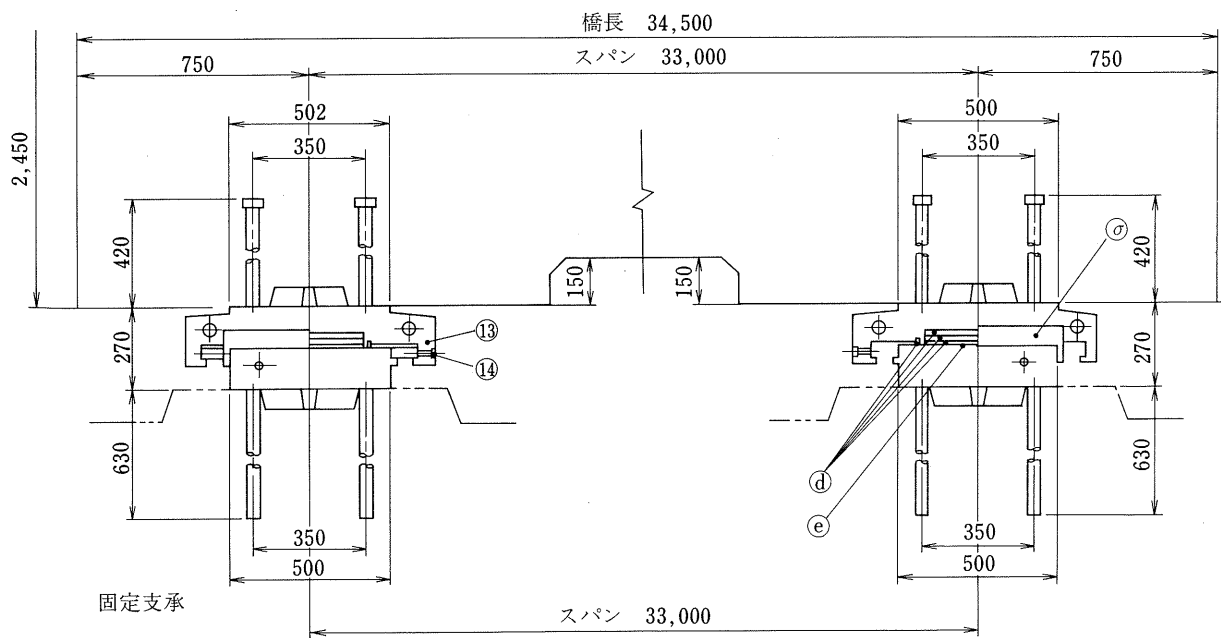
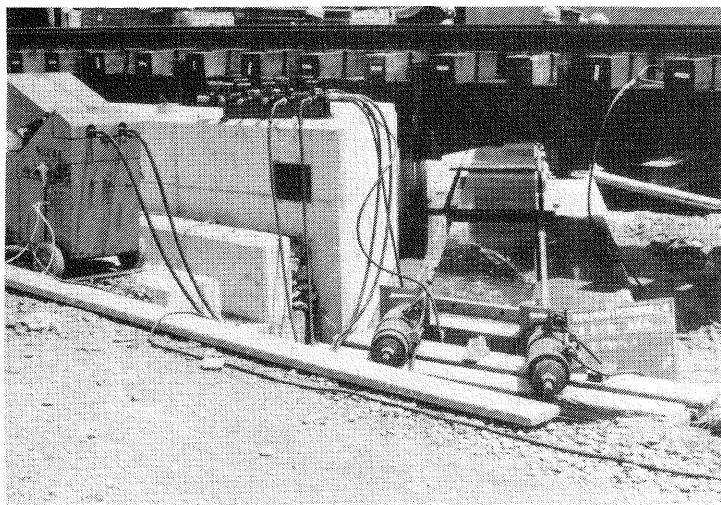


図-3-1-3 横取り用鋼製爪強化脊



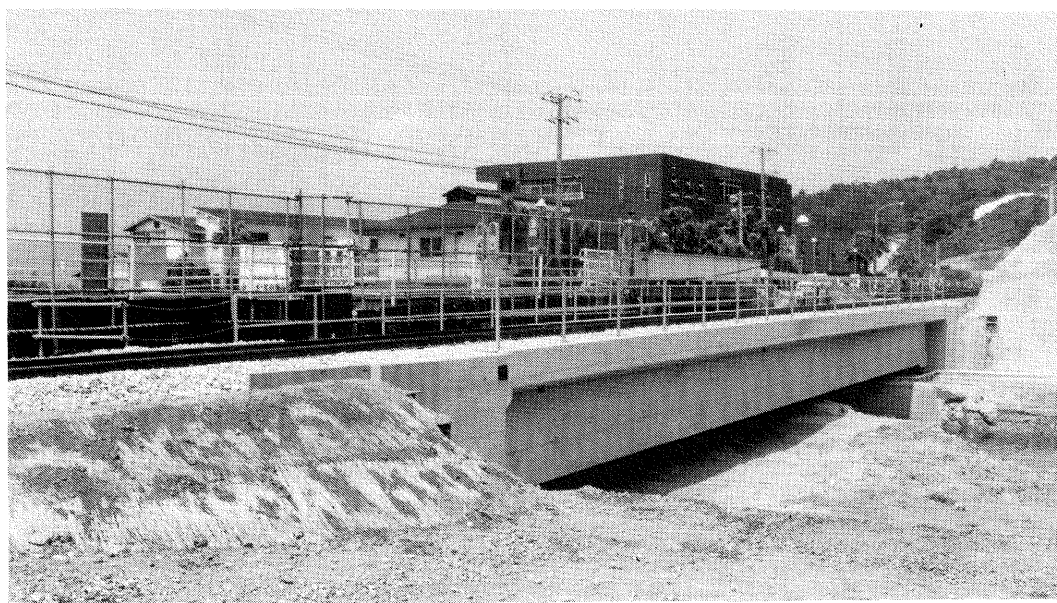
写真－３－１－１ 横取り装置(滑り板，センターホールジャッキ)(上開橋りょう)

表－３－１－２ 横取り工法の実績
(鯉川橋りょう)

1. 工事桁及び軌道撤去	65(分)
2. 旧 橋 台 撤 去	45 "
3. P C 桁の横取り	65 "
4. 軌 道 復 旧	100 "



写真－３－１－２ 架設前(鯉川橋りょう)



写真－３－１－３ 架設後(鯉川橋りょう)

線路方向断面図 S=1/200

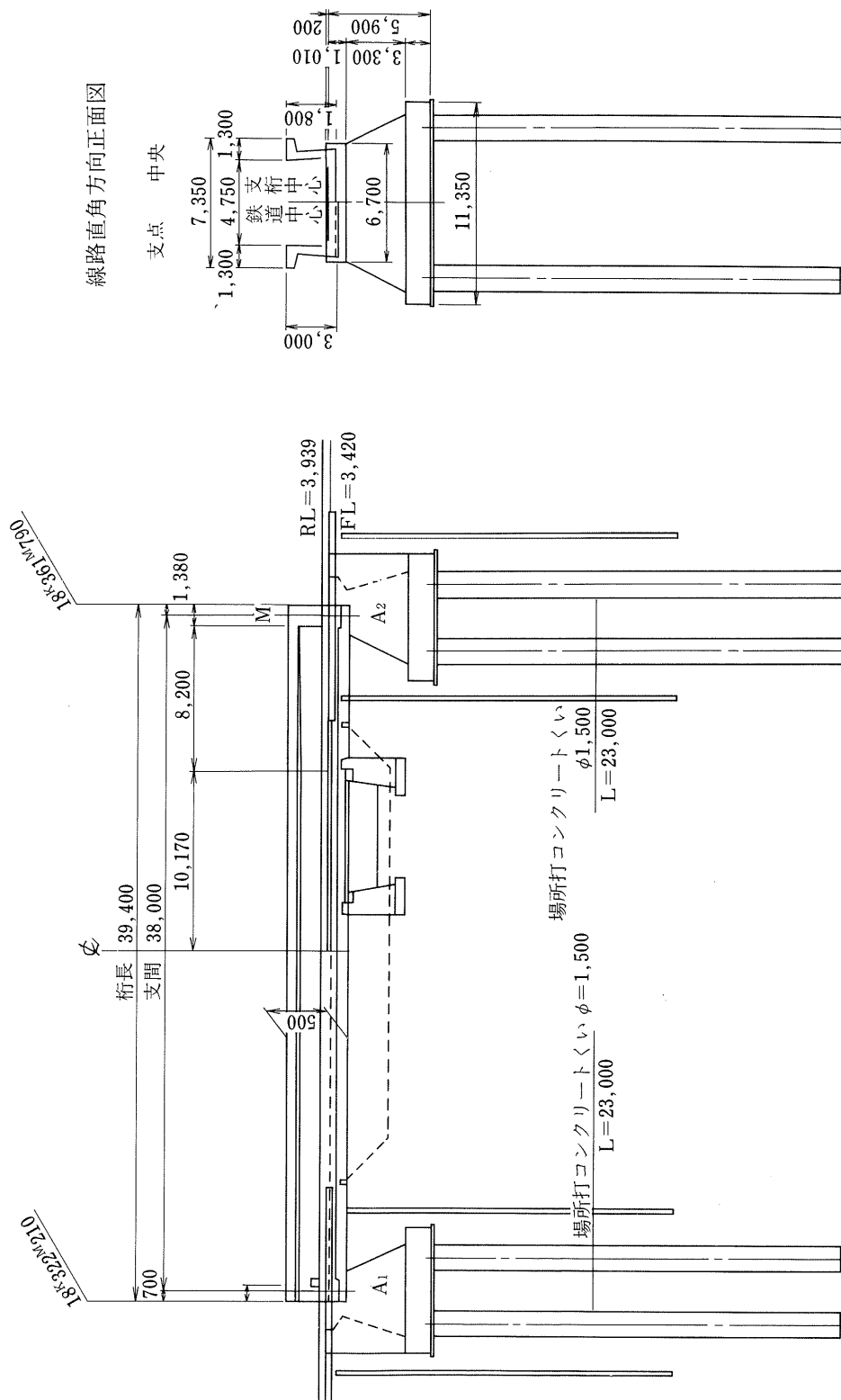


図-3-1-4

(b) 上開橋りょう

筑肥線上開橋りょうは、在来橋りょう支間が6.65 mのデッキガーダーを、河川改修に伴って改築し、支間38mのPC下路桁(斜角 60°)に架替えるものである。上開橋りょうの全体図及び標準断面は、図-3-1-4、図-3-1-5に示すとおりである。表-3-1-1に橋りょうの諸元を示す。

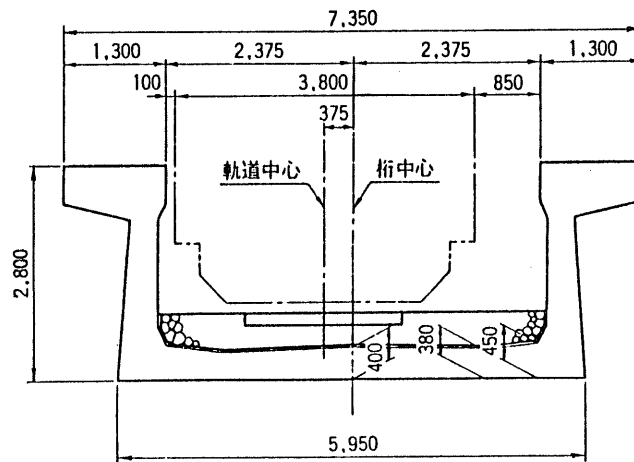


図-3-1-5 上開橋りょう(標準断面)

1) 橋 台

橋台の施工は、活線レールを工事桁に受け替えて、その下を根堀し、活線の下で場所打コンクリートくいを施工し、橋台を完成させる。活線での施工のため、場所打ちコンクリートくいは、建築限界の外になるようにFLから6.9m根堀を行って、その面から作業を行った。

2) 桁の製作

桁の製作は、架設地点の横にステーシングを組立て、場所打ちにより施工を行なう。したがって、桁の製作は、施工上の制約を受けずに出来るため、一般の線路近接作業と同じ工期、工費程度であるため、従来の仮線方式に比べて有利で、しかも安全である。

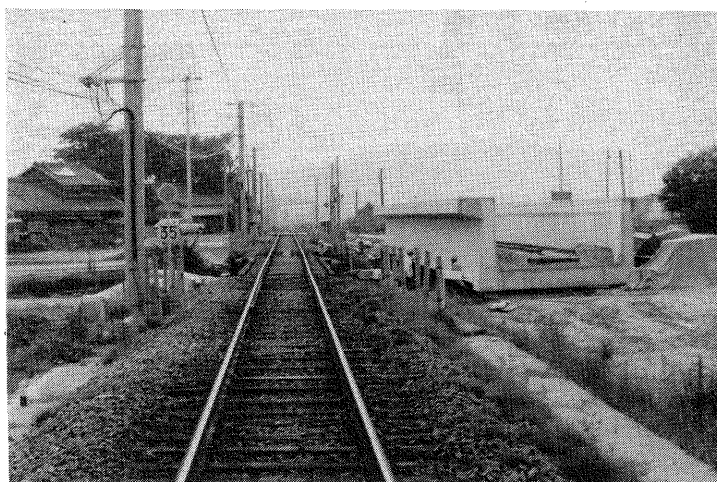
3) 在来構造物の撤去

桁の横取りに先だち、旧橋りょう(デッキガーダー)、旧橋台2基、工事桁2連、仮土留工及び受桁(4箇所)を撤去する。この撤去作業は、作業時間の短縮を計るための計画を十分検討しておくことが大切である。

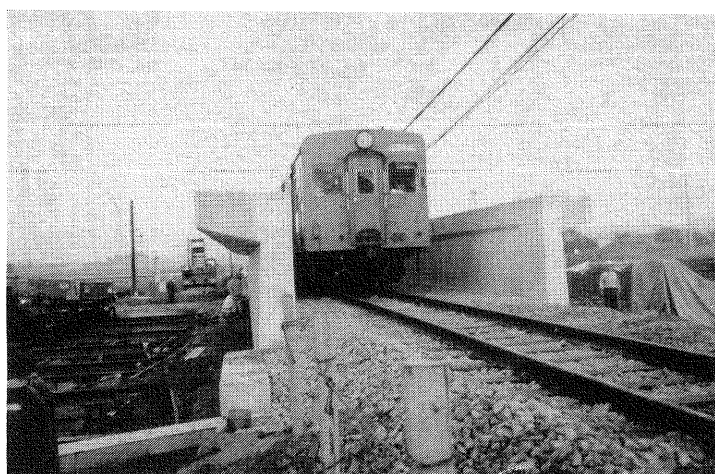
4) 桁の横取り

桁の横取り距離は、10.83 mであるがこれを列車間合に行う余裕がないため、最終横取り位置まで昼間作業2回で約3 m移動し、残り7.83 mを夜間作業で行なう。

写真-3-1-4、写真-3-1-5は、架設前と架設後の全景である。



写真－３－１－４ 架設前(上開橋りょう)



写真－３－１－５ 架設後(上開橋りょう)

３－２ PCR工法

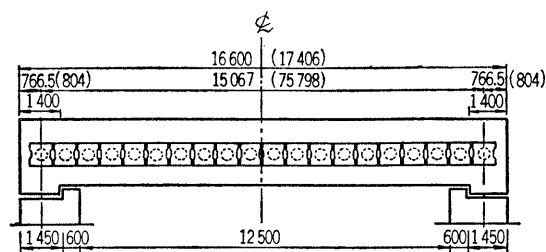
(a) 大野田架道橋

本橋は、東北自動車道仙台南インターと仙台バイパス間を名取川沿いに短絡する有料道路が、東北貨物線仙台一長町間で、交差横断する地点の架道橋である。(図－３－２－１)

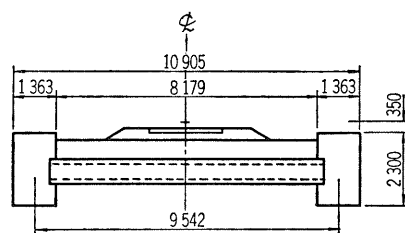
本橋の施工では、貨物線の列車運行を阻害しないことが第１の課題とされ、この対応としてPCR工法を採用したものである。

東北貨物線のこの区間は、単線盛土区間でR=400mである。

設計条件および本橋の一般図を表-3-2-1および図-3-2-2に示す。



(a) 側面図



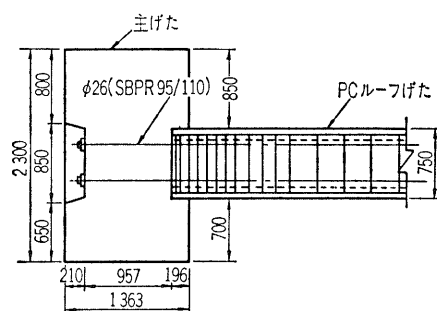
(b) 断面図

図-3-2-2

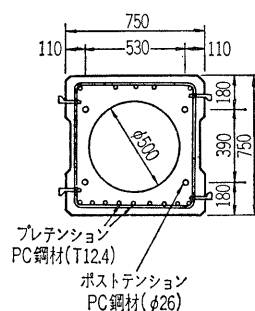
表-3-2-1 設計条件

- | | |
|-----------------|--|
| 1) スパン | 15 m 793 |
| 2) 荷重 | KS-18 |
| 3) 斜角 | 72°30' |
| 4) コンクリート設計基準強度 | |
| 主げた | $\sigma_{ek}=400 \text{ kg/cm}^2$ (ポストテンション) |
| ルーフげた | $\sigma_{ek}=500 \text{ kg/cm}^2$ (プレ・ボス併用) |
| 5) PC鋼材 | |
| 主げた | 12 T 12.4 (SWPR 7 A) |
| ルーフげた | T 12.4 (") |
| | $\phi 26$ (SBPR 95/110) |
| 6) 鉄筋 | SD 35 |

本橋の構造は、本体下部施工時の線路防護のためのプレテンションPCルーフ桁と、ルーフ桁を、横ばりとして結合する主桁で構成される下路橋の構造となっており、ルーフ桁20本を施工基面下土被り650mmの位置に押込んだ後、主桁橋脚を施工し、この上に、主桁を現場打ちするものである。ルーフ桁と主桁の結合は図-3-2-3の通りである。



(a) 主げたとルーフげたの接合部



(b) ルーフげた断面図

図-3-2-3

このようにして下路橋が形成された後、主径間部下面の掘削を行ない、線路下横断の道路を形成した。

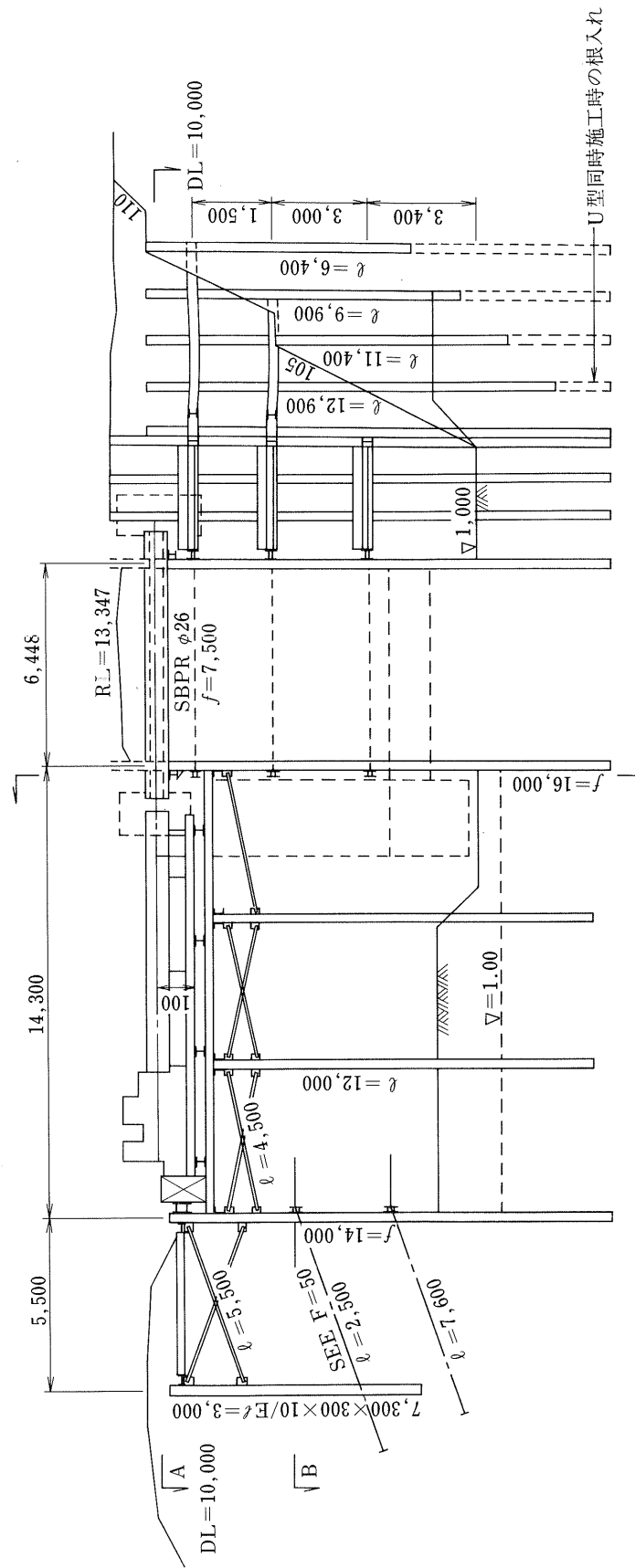
図-3-2-4、図-3-2-5に、土留工、推進ヤードの側面図、全体図を示す。

図-3-2-4、左方は、推進ヤード、中央が線路部で、線路下の土はゆるまぬよう左右に土留工を行なっている。

図-3-2-5、海側部分は側壁部で、この部分にはパイプルーフを施工した。

本橋のルーフ桁挿入サイクルタイムは表-3-2-2の通りであり、1本あたり約12時間となっている。

側面図



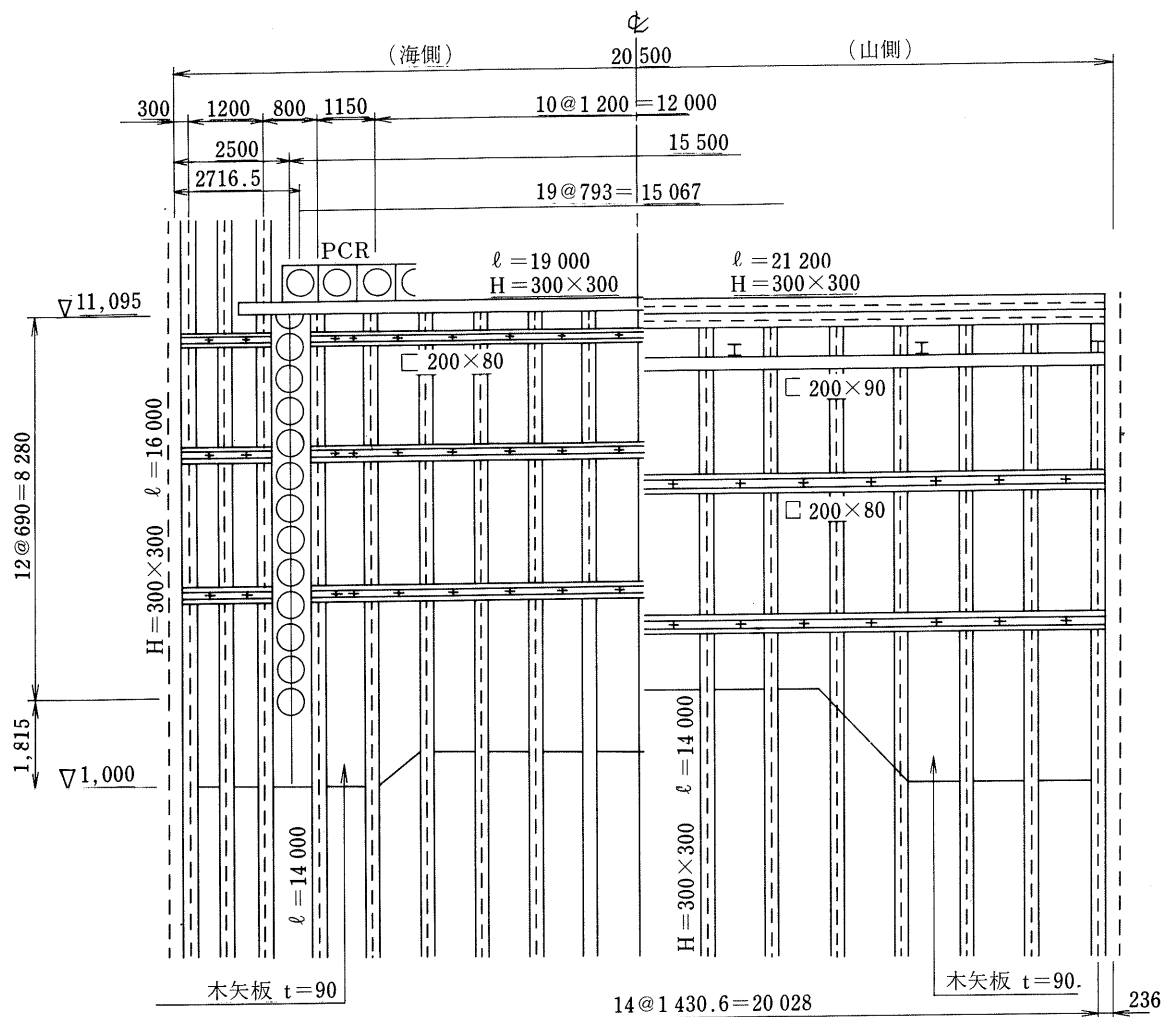


図-3-2-5

表-3-2-2 大野田Bvルーフけた挿入サイクルタイム

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	延 時間 (分)	ラップ 時間 (分)
機 械 移 動 セ ッ ト													113.5	
刃口金物オーガセット													49.5	35.5
P C ルーフけたセット													63.0	63.0
発進口土止め (H鋼切断補強)													104.5	
推 進													199.5	
到達口土止め (H鋼切断補強)													106.0	
道 床 補 充*													43.0	
オーガ刃口金物撤去													47.5	
推 進 (小 口 調 整)													20.0	
けた受換え (バッキン調整)													32.0	32.0
排 土 処 理													(60) 189.5	

(注) 20本平均についてのものである。

*は到達側の土止めがPCルーフけたにより押され、土止め矢板から1.2mの路盤がゆるんだことによる。

3-3 押出し工法

(a) 玉島川橋りょう

筑肥線玉島川橋りょうは、4径間連続PC下路単線鉄道橋(スパン 35.2+2×40.0m+29.2m)であり、河川の改修に伴って、上路プレートガーダーを、PC下路桁に架替えたもので、河川上での作業による河川の汚濁を避けるために、PC桁の架設に、押出し工法を採用した。

営業線での架替なので、仮線で、列車の運行を確保しながら予定線に桁を架設し、最後に予定線に列車を切り換え、仮線を撤去する方法をとった。

i) 設 計

玉島川橋りょうの全体図を図-3-3-1に示す。

全長 146m、約60°の斜角桁である。下路橋の押出し工法の施工には、桁の全体座屈が懸念されるが、座屈に関しては、問題がないことが、1年前に施工した仙石線上杉山架道橋の実績で示されているので、手延桁の取付け部分の横桁を強化する以外に、特別な配慮は行っていない。

押出し順序は図-3-3-2に示す通りである。

博多方は、トンネルに接近しているので、桁製作ヤードを、 $P_3 \sim A_2$ 間に設けている。

押出しブロック数は7ブロックに分割し、1～6ブロックは押出し施工し、7ブロックは、桁製作ヤードを利用し場所打施工とした。

図-3-3-3に標準断面配筋図を示す。

押出し中の補強には、PC鋼棒 $\phi 32'(95/110)$ を断面図心線に対して、上下ほぼ対象になるように配置しており、押出し完了後、12T 15.2 ケーブルを緊張し、PC鋼棒と、ストランドによるプレストレスで、設計荷重に対応できる設計とした。

玉島川橋りょうの設計諸元を表-3-3-1に示す。主方向PC鋼材は、通常の工法の場合に比較して若干多くなっていることは止むを得ない。

ii) 試 験

1) PC鋼棒定着板の寸法に関する試験

単線下路橋の下床板の厚さは、支保工上で施工する一般の場合には、横方向の断面力に対して定まり、約40cm で十分である。

本橋のように、押出し施工する場合には、押出し時の補強鋼棒の配置および定着スペースが必要で、下床板の厚さは、定着スペースで定まる。

本橋においても、図-3-3-3で示すように、床板中上下2段にPC鋼棒を配置する必要があるため、通常のアンカープレート(165×165 mm)を用い、鉄筋のかぶり、鉄筋の径を考慮すると、床板厚50cmが必要となり、通常の床板厚より著しく厚い床板が必要となるため、二段の鋼棒を一枚の定着板で定着することにし、定着板の寸法を小さくすることにより、床板厚の増大を最小限とし、経済化を計ることとした。

このような特別な定着板の使用にあたって、安全性の確認のための試験を行なった。

この試験は表-3-3-2に示す諸元の供試体について4

表 3-3-1 設計諸元

玉 島 川 B	
荷 重	KS-14
橋 長 m	30+40×2+30=146
桁 高 m	3.2
$h/\ell_{\max}$	1/12.5
コンクリート体積	961 (6.58m ³ /m)
主 ケ ー ブ ル	12T 15.2 23.1t 158kg/m, 24kg/m ³
主 ケ ー ブ ル 縦 締 鋼 棒	$\phi 32$ 28.5t 195kg/m, 30kg/m ³
横 締 鋼 材	$\phi 26$ 16.1t 110kg/m, 17kg/m ³
鉛 直 締 鋼 材	$\phi 26$ 11.5t 79kg/m, 12kg/m ³
全 P C 鋼 材	79.2t 542kg/m, 82kg/m ³
鉄 筋	60.7t 415kg/m, 63kg/m ³

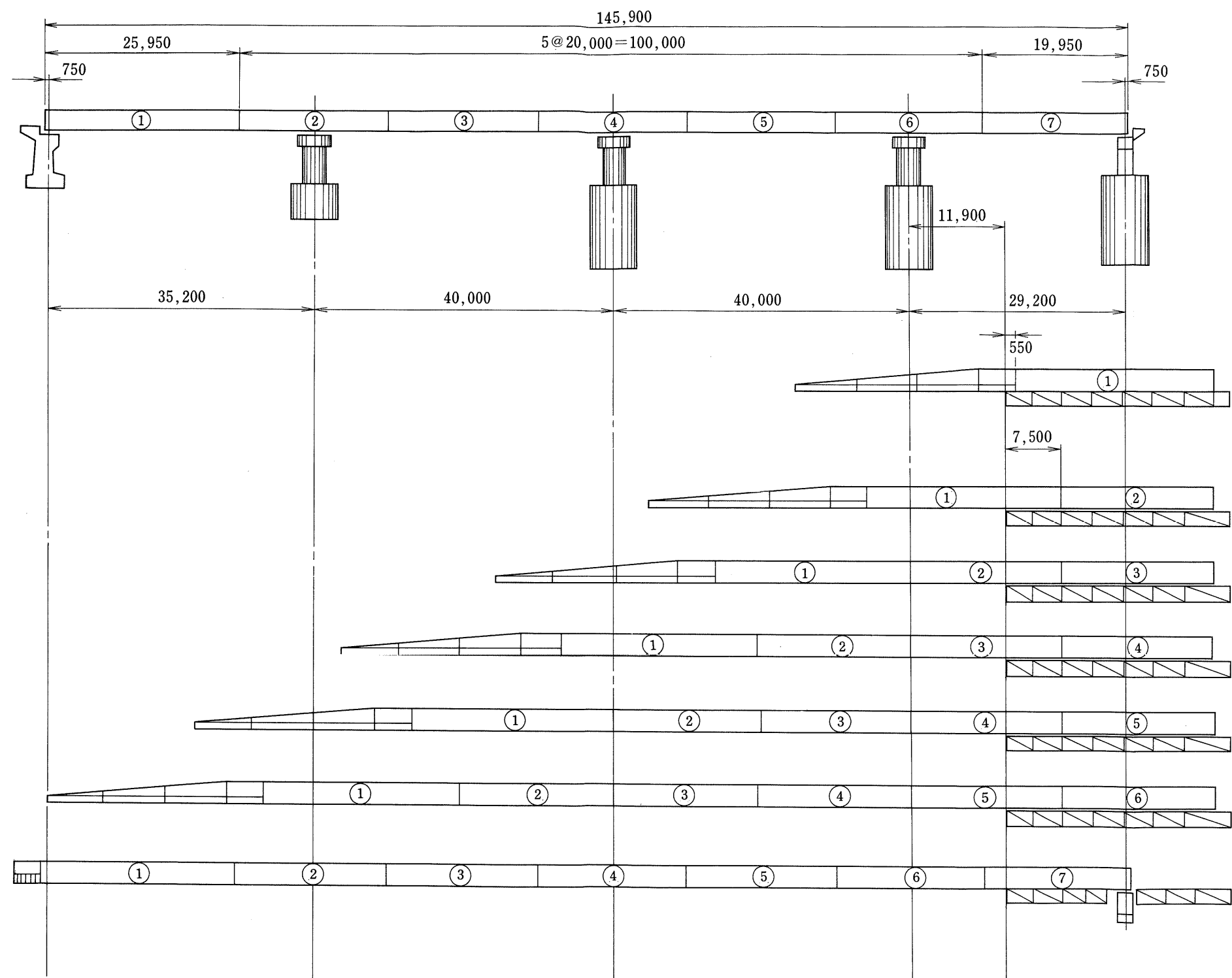
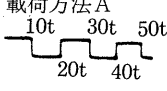
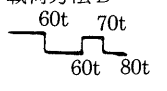


図-3-3-2 押し順序図

シリーズ行なった。A-3, B-3の供試体は、施工を想定して、円柱供試体のコンクリート強度 280 kg/cm^2 で行なった。他の供試体の目標強度は、すべて供試体の実強度の目標値である。コンクリートの配合は、実際の施工で使っている早強ポルトランドセメントを用い、現場配合例により表-3-3-3に示すものを用いた。

表-3-3-2 供試体の種類とその諸元

シリーズ番号	供試体番号	供試体諸元(mm)			アンカープレート の大きさ(mm)	補強方法	目標コンクリート 強度(kg/cm^2)	載荷 方法	記
		幅	厚さ	長さ					
A	A-1	260	350	1500	200×230×40	グリッド筋3段 ピッチ65mm	250	A	載荷方法A  載荷方法B 
	A-2	260	350	1500	200×230×40	"	280	A	
	A-3	260	350	1500	200×230×40	"	280*	A	
	A-4	260	350	1500	200×230×40	"	250	A	
B	B-1	260	350	1500	200×230×40	グリッド筋5段 とスパイラル筋	200	A	
	B-2	260	350	1500	200×230×40	"	280	A	
	B-3	260	350	1500	200×230×40	"	280*	A	
C	C-1	260	350	1500	200×230×33	グリッド筋3段 ピッチ65mm	200	A	
	C-2	260	350	1500	200×230×33	"	200	B	
	C-3	260	350	1500	200×230×33	"	280	B	
A'	A'-1	260	350	1500	200×230×40	グリッド筋3段 ピッチ100mm	180	A	
	A'-2	260	350	1500	200×230×40	"	180	B	

*円柱供試体

表-3-3-3 コンクリートの配合

セメントの種類	W	C	S	G	混和剤ボゾリスNo.5 L	AE剤
普通ポルトランドセメント	158	376	694	1183	0.94	0.0752

供試体(A)(A')(C)配置図 ()内寸法は供試体(C)を示す
□内寸法は供試体(A)を示す

供試体(B)配置図

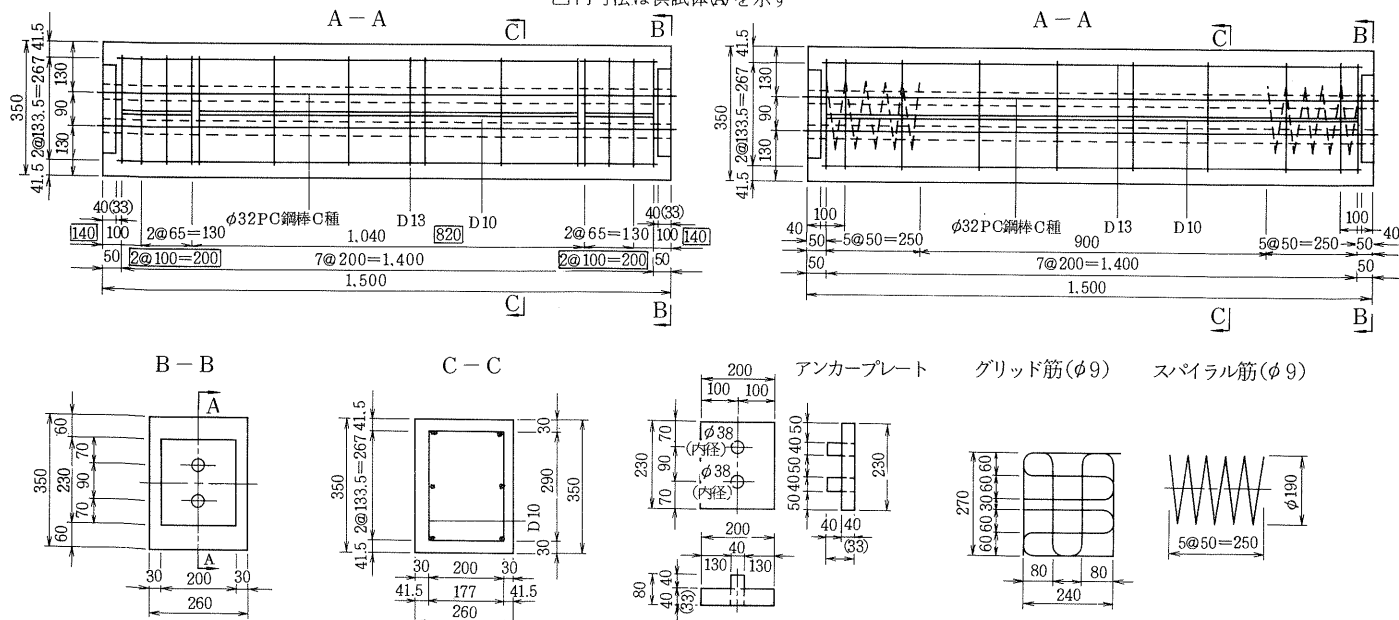


図-3-3-4 供試体

載荷時のコンクリートの品質は表-3-3-4のとおりで、試験結果、供試体の表面ひびわれ発生荷重、破壊荷重を表-3-3-5に示す。

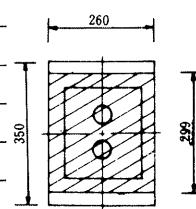
表-3-3-4 載荷時コンクリートの品質

シリーズ 番 号	供試体 番 号	材 令 (hr.)	載荷時コンクリートの品質		積算温度比	推定強度 (kg/cm ²)	目標強度 (kg/cm ²)
			圧縮強度(kg/cm ²)	引張強度(kg/cm ²)			
A	A-1	34	197	21.5	1.27	250	250
	A-2	40	220	20.5	1.27	279	280
	A-3	55	276	26.1	1.27	350	280※
	A-4	51	202	20.2	1.19	241	250
B	B-1	25	180	21.8	1.14	205	200
	B-2	31	252	28.2	1.12	282	280
	B-3	50	273	22.8	1.17	319	280※
C	C-1	30	169	18.4	1.15	194	200
	C-2	26	191	17.5	1.15	220	200
	C-3	52	246	27.3	1.26	310	280
A'	A'-1	32	159	16.6	1.15	182	180
	A'-2	29	162	17.2	1.14	184	180

※：円柱供試体強度

表-3-3-5 試験結果

シリーズ 番 号	供試体 番 号	表面ひびわれ発生 荷重 P_1 (t)	破壊荷重 P_1 (t)	$P_1 = \sigma_c \sqrt{A_1/A_2}$ (t)	P_1/P_2	P_2/P_3
A	A-1	110	170 以上	149.6	0.74	1.14 以上
	A-2	110	170 以上	166.8	0.66	1.02 以上
	A-3	110	170 以上	209.3	0.53	0.81 以上
	A [*] -4	110	170 以上	144.1	0.76	1.18 以上
B	B-1	105	166	122.6	0.86	1.35
	B-2	110	170 以上	168.6	0.65	1.01 以上
	B-3	110	170 以上	190.8	0.58	0.89 以上
C	C-1	90	169	116.0	0.78	1.46
	C-2	100	167	131.6	0.76	1.27
	C-3	120	170 以上	185.4	0.65	0.92 以上
A'	A'-1	90	150	108.8	0.83	1.38
	A'-2	60	150	110.0	0.53	1.36



A_1 : アンカープレートの面積=23×20=460cm²

A_2 : A_1 に相似でコンクリート縁端に接する範囲の面積(斜線部分)=29.9×26.0×777.4cm²

$A_2/A_1=1.69$ ※ : A-4 のみは、ワッシャー(t=4mm)を用いず直接支圧板にナットで定着した。

この結果、一枚の定着板に2本のPC鋼棒を定着する場合に、1本ずつ定着しても、その破壊荷重を次式で求めて安全であることが確認できた。

$$\text{グリッド3段の場合} \quad P = 1.1 \sigma_c \sqrt{A_1 \cdot A_2}$$

ここで、 P ; 破壊荷重

σ_c ; 緊張時のコンクリート強度

A_1 ; 定着板の面積

A_2 ; 支圧力の分布面積

(200mm×230mm)の定着板に2本のPC鋼棒を定着する場合、定着板の厚さは、33mmで安全であることと補強方法については、施工性を考慮すれば、グリッド3段で100mmピッチで十分安全であることが確認できたのでこれを用いることにより床版厚を40cmとすることができた。

ロ) シースのマサツ試験

本橋は4径間の連続下路橋であり、断面形がU字形の開断面となっているため、主ケーブルの途中定着は行なわれないものとし、橋長146mにわたって連続したケーブルを用いることとした。この場合、シースとのマサツによる緊張力のロスが大きくなるので、設計は、減摩剤の使用を想定して、マサツ係数 $\mu=0.25$ として行なった。

施工にあたり、現在市販されている減摩剤を用いてシースとPC鋼材の摩擦試験を行なった。

試験は表-3-3-6に示すような組合せで、図-3-3-5に示す試験用アバットで行なった。使用材料を表-3-3-7に示す。

試験結果は緊張時の緊張側、固定側の圧力を P_1 、 P_2 として、次式の μ で整理した。

$$\mu = -\frac{1}{\alpha} \log(P_1/P_2)$$

α ; ケーブルの角度

P_2 ; 固定側マノメータ圧力

P_1 ; 緊張側マノメータ圧力

ジャッキ圧力500 kg/cm²のときの摩擦係数は、図-3-3-6に示すとおり、シースの錆の有無による影響は顕著であり、石ケン水、減摩剤の影響が顕著でないのは、同じシースを兼用して試験を行なったため、シースの内面の凹凸の影響ではないと思われる。

Case 5, Case 11はシース内面をコーティングしたもので、PC鋼材の錆の影響はほとんどなく、減摩効果は十分期待できることが確認できた。

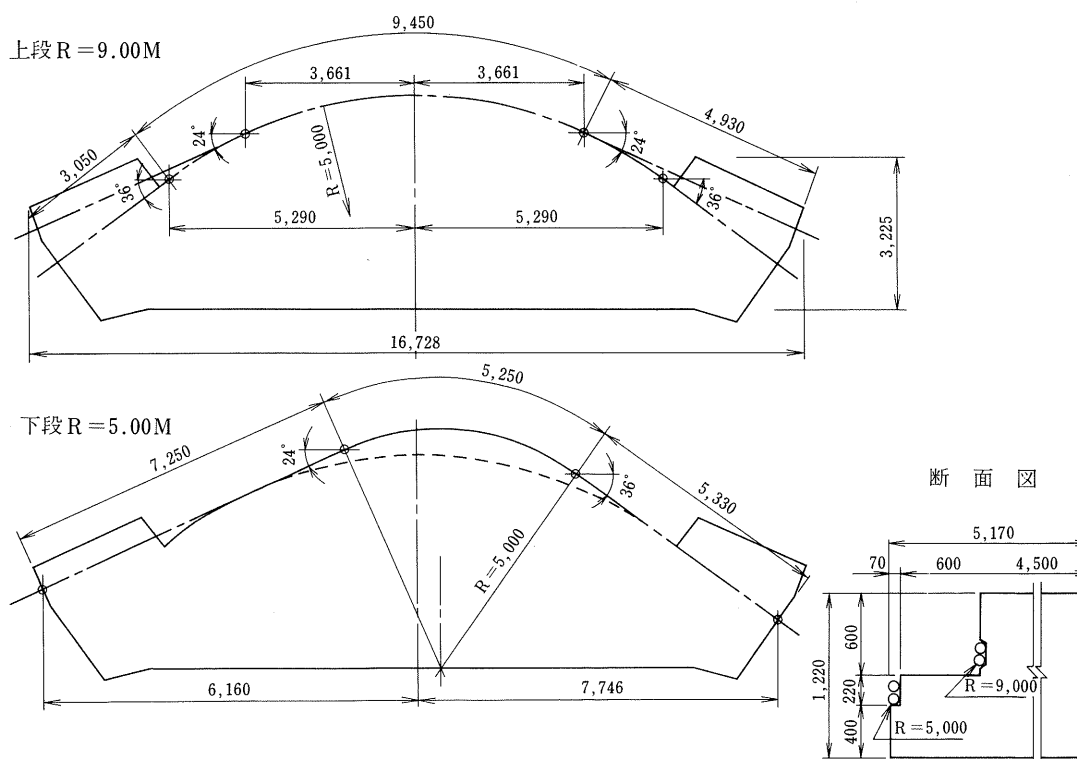


図-3-3-5 試験用アバット

表-3-3-6 試験の組合せ

Case	シース	シースの 錆の有無	減摩処理	ケーブルの 挿入方法
1	スパイラルシース 内径 $\phi 80$	無	—	ケーブルグリップ による方法
2	〃	無	—	1本づつ手送り
3	〃	無	鋼より線に石 ケン水を塗布	〃
4	〃	無	鋼より線に減 摩剤を塗布	〃
5	〃	—	シース内面を コーティング	〃
6	〃	有	—	ケーブルグリップ による方法
7	〃	有	—	1本づつ手送り
8	〃	有	鋼より線に石 ケン水を塗布	〃
9	〃	有	鋼より線に減 摩剤を塗布	〃
10	内径 $\phi 65$ ※ 肉厚0.6mm	—	シース内面を テフロン加工	〃
11	内径 $\phi 80$ 肉厚0.4mm	—	シース内面を コーティング	〃

※テフロン加工した帯鉄をスパイラル状に製作。

表-3-3-7 使用材料

PC鋼材	12T 15.2(SWPR7A)
PC鋼材の錆	食塩水(NaCl 3%)を2日間1回/日塗布, その後2日間屋外放置
シース	スパイラルシース 内径 80mm 外径 87mm 肉厚 0.4mm
シースの錆	酢酸希釈溶液でシースを洗浄し, 食塩水 (NaCl 3%)を1回/日注水する(6日間)。 屋外放置(3日間) 室内保管(11日間)
シース内面の コーティング	固体潤滑剤を有機バインダーで付着させ たもの。
石ケン水	市販の洗たく用石ケン (水1ℓに50g)
減摩剤	CRC-5-56

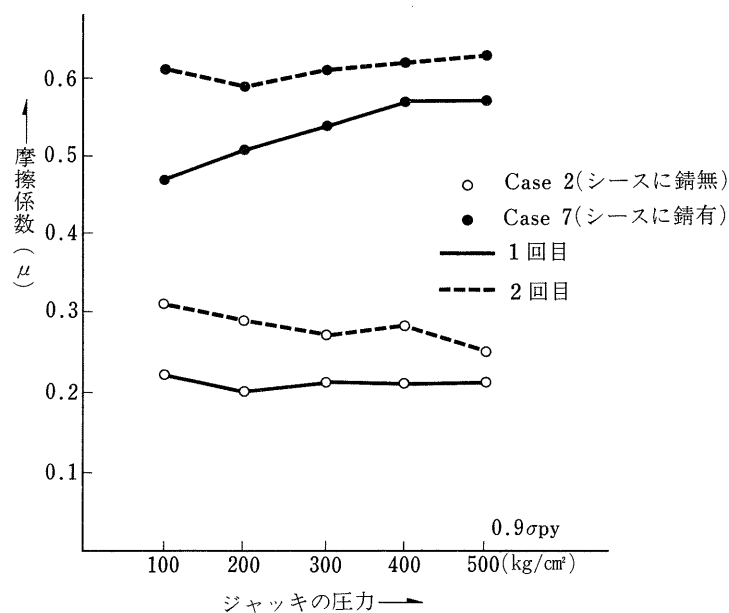


図-3-3-6 ジャッキの圧力段階の摩擦係数

Case	摩 擦 係 数 (μ)					
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
1		1 $\overline{\text{---}}$ 2	2			
2		1 $\overline{\text{---}}$ 2	2			
3		1 $\overline{\text{---}}$ 2	2			
4			1 $\overline{\text{---}}$ 2			
5	1 $\overline{\text{---}}$ 2					
6			1 $\overline{\text{---}}$ 1			
7				2 $\overline{\text{---}}$ 1 $\overline{\text{---}}$ 2		
8				2 $\overline{\text{---}}$ 1 $\overline{\text{---}}$ 1		
9				2 $\overline{\text{---}}$ 1 $\overline{\text{---}}$ 2		
10		1 $\overline{\text{---}}$ 2				
11	1 $\overline{\text{---}}$ 2					

R = 5 m $\overline{\text{---}}$
R = 9 m ---
数字は試験回数である。

図-3-3-7 各試験ケースの摩擦係数

上記の試験結果より連続ケーブルのシースにはシース内面をコーティングしたものをを用い、施工時に測定した摩擦係数は、0.1程度であり、十分その目的を達することができた。

4. あとがき

今後、使用ひん度が高くなるであろうと思われる施工法について紹介したが、今後のPC技術の発展に役立てば幸いである。

参考文献

- 1) 新プレストレストコンクリート鉄道橋設計標準
- 2) 「PCルーフ工法による線路下横断」 須賀 武，鉄道土木，23-1
- 3) 「PCR工法の設計・施工について」，オリエンタルコンクリート株式会社，日本ケーマー工事株式会社，昭和57年5月
- 4) 「PCR工法の設計施工」，小須田紀元，新山純一，須賀 武，土木施工，1982.11
- 5) 「PC鋼棒用アンカープレートの大きさ及び配置に関する実験的研究」，石橋忠良，長田晴道，松本雄二，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1982
- 6) 「シースとPC鋼材との摩擦試験」，小須田紀元，長田晴道，白石誠一，PC協会年次研究発表会概要，1982

昭和58年1月10日 印刷
昭和58年1月20日 発行

プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

頒価3,500円
(〒450円)

発行者 後藤 武雄 東京都千代田区麴町1-10-15 紀の国やビル
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 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会
TEL. 東京(03)261-9151 振替口座 東京 7-62774 番

〒102
東京都千代田区麴町1-10-15
紀の国やビル
